

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA-1-
جامعة سعد دحلب -البليدة-1-

Faculté des Sciences de l'Ingénieur
كلية العلوم الهندسية



Département de Génie Civil
دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
de master 2 en genie civil
Option :matériau de génie civil

THÈME :

Etude d'un bâtiment (R+13+1SS) en
béton armé par portiques et voiles

Présenté par :
EL HOUARI AMEL

TIGHEZA RAYANE

Promoteur :
Mr.BAL LYES

Co-promoteur :
Mr.DERBAL ISMAIL

PROMOTION : 2021-2022

Remerciements :

- *Tout d'abord, on remercie le bon dieu qui nous a donné le courage, volonté, patience, santé durant nos années d'études.*
- *Nous tenons à remercier également nos parents respectifs pour tous les sacrifices qu'ils ont voulu bien consentir à notre égard tout le long de notre cursus universitaire.*
- *En guise de remerciement, nous adressons et en particulier notre reconnaissance et notre gratitude à notre promoteur Mr BAL LYES. Pour son aide, sa patience, sa disponibilité et pour sa supervision éclairée tout au long de la rédaction de ce mémoire.*
- *On remercie Mr DERBAL SMAIL qui nous a aidés avec certains des problèmes que nous avons eus pendant la réalisation de notre projet.*
- *Nous remercions aussi les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont faits, en acceptant de nous évaluer sur notre travail.*
- *Nos remerciements vont également à tous les enseignants de L'Université SAAD DAHLEB BLIDA et particulièrement à ceux du département de Génie Civil.*
- *On remercie également toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail*

Dédicace

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- *A mes chers frères*
- *A toute ma grande famille*
- *A tous mes amis (es) et toute la promotion de master2 génie civil (matériaux).*
- *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi amel*
- *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

Tigheza Rayane

Dédicace

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- *A ma chère sœur, mes chers frères*
- *A toute ma grande famille*
- *A tous mes amis (es) et tout la promotion de master 2 génie civil (matériaux).*
- *A celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi rayane.*
- *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers*

Elhouari Amel

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 13 طابق + طابق ارضي سفلي , يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (ETABS 16).

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier99) .

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج الي متطور Socotec .

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 13 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya d'alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (ETABS16).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Abstract

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 13 stages + underground which will be established in the wilaya of Alger, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic.

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS16).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 -Version 2003).

For the checking of reinforcement we used software (Socotec).

In end, the study of the elements of the infrastructure, namely the foundations, also forms part of it project

SOMMAIRE

- REMERCIEMENTS
- DEDICACES
- RESUME
- SOMMAIRE
- LIST DES TABLEAUX
- LIST DES FIGURES
- LISTE DES SYMBOLES
- PLANS
- INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I :

I.1. INTRODUCTION :	1
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	1
I.2.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :	1
I.3 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :	2
I.3.1 BETON :	2
I.3.2.L'ACIER :	6
1.4 HYPOTHESES DE CALCUL :	8

CHAPITRE II :

II.1 INTRODUCTION :	9
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	9
II.2.1 PLANCHER A CORPS CREUX :	9
II.2.2 DALLE PLEINE :	9
II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	11
II.3.1 POUTRES PORTEUSES :	11
II.3.2 POUTRE NON PORTEUSE :	12
II.4 EVALUATION DES CHARGES :	13
II.4.1 PLANCHER TERRASSE :	13
II.4.2 PLANCHER ETAGE COURANT :	14
II.4.3 PLANCHER RDC EN DALLE PLEINE :	15
II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	16
II.5.1 CHARGES REVENANT AU POTEAU :	16
II.5.2 CALCUL DES SECTIONS DES POTEAUX :	17
II.6 LESVOILES :	29

CHAPITRE III :

III.1 INTRODUCTION :	30
III.2 L'ACROTERE :	30
III.2.1 EVALUATION DES CHARGES :	30
III.2.2 FERRAILLAGE DE L'ACROTERE :	31
III.3 L'ESCALIER :	33
III.3.1. INTRODUCTION	33
III.2.3 VERIFICATION A L'E.L.S :	32

SOMMAIRE

III.3.2. HYPOTHESES DE CALCUL :	33
III.3.3. LES TYPES DES ESCALIERS :	33
III.3.4. CALCUL DE FERRAILLAGE :	33
III.4 DALLE PLEINE :	37
III.4.2 FERRAILLAGE DE LA DALLE :	37
III.5 PLANCHER A CORPS CREUX :	40
III.4.3 VERIFICATION A L'ELS :	38
III.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :	40
III.5.2 ETUDE DES POUTRELLES :	40
III.5.3 CALCUL DES POUTRELLES :	41
III.5.4 CALCUL DES MOMENTS :	42
III.5.5 EVALUATION DES CHARGES REVENANTES AUX POUTRELLES :	45
III.5.6 FERRAILLAGE DE LA TABLE DE COMPRESSION :	52

CHAPITRE IV :

IV.1 INTRODUCTION :	53
IV.2 OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :	53
IV.3 CHOIX DE LA METHODE :	53
IV.4 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :	54
IV.4.1 DETERMINATION DES PARAMETRES DU SPECTRE DE REPONSE :	54
IV.4.2 SPECTRE DE REPONSE :	55
IV.4.3.RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES DE CALCUL :	57

CHAPITRE V :

V.1. INTRODUCTION :	71
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	71
V.2.1. INTRODUCTION :	71
V.2.2. COMBINAISONS D' ACTIONS :	71
V.2.3. RECOMMANDATION SELON RPA99 V 2003:	72
V.2.5. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'ETAT LIMITE DE SERVICE :	76
V.2.6. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	77
V.2.6.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX SOUS-SOL SOL :	80
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :	83
V.3.1.INTRODUCTION :	83
V.3.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES :	83
V.3. 3.RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 :	83
V.3.4.CALCUL DU FERRAILLAGE :	85
V.3.7.VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT :	89
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :	93
V.4.1. GENERALITES :	93
V.4.3. JUSTIFICATION S SOUS SOLLICITATIONS NORMALES :	95

SOMMAIRE

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUPEAUX	99
V.4.4.1. INTRODUCTION :	99
V.4.4.2 METHODE SIMPLIFIEE BASEE SUR LES CONTRAINTES :(CALCUL DES ACIERS VERTICAUX) :	99
V.5. PRESENTATION DES RESULTATS :	106

CHAPITRE VI :

VI.1. INTRODUCTION :	112
VI.2.FONCTIONS ASSUREES PAR LES FONDATIONS :	112
VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :	112
VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :	113
VI.5.CALCUL DES FONDATIONS :	113
VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:	113
VII.6.1. SEMELLES ISOLEES :	113
VI.6.2. SEMELLES FILANTES :	114
VI.6.3. RADIER GENERALE:	115
VI.6.3.1.PRE-DIMENSIONNEMENT DE RADIER :	115
VI.6.3.2.VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :	117
VI.6.3.3.VERIFICATION DES CONTRAINTES SOUS LE RADIER :	119
VI.6.3.4.FERRAILLAGE DU RADIER :	120
VI.6.3.4.1.FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER :	120
VI.6.3.4.2.FERRAILLAGE DES NERVURES :	124
VI.6.4. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :	128
VI.6.4.1.INTRODUCTION :	128
VI.6.4.2.PRE DIMENSIONNEMENT :	128
VI.6.4.2.EVALUATION DES CHARGES :	128
VI.6.4.3.EFFORT DANS LE VOILE PERIPHERIQUE :	129

- **CONCLUSION GENERALE**
- **LISTE DES REFERENCES**
- **ANNEXE I**

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers	6
---	---

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.	13
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	14
Tableau II.3: Charges permanentes des dalles pleines.....	15
Tableau II.4 : Charges permanentes du mur double cloison.....	15
Tableau II. 5 : Charges permanentes du balcon.	16
Tableau II.6 : Dégression en fonction du nombre d'étages.	17
Tableau II.7 : choix des sections des poteaux.....	23
Tableau II.8 : choix des sections des poteaux de rive.....	26
Tableau II.9 : choix des sections des poteaux de rive.....	28

CHAPITRE III :

Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS.....	32
Tableau III.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier.....	34
Tableau III.3 : Calcul des armatures.	34
Tableau III.4 : Vérification de compression du béton.	36
Tableau III.5: Vérification de la flèche de l'escalier.....	36
Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.	37
Tableau III.7 : vérification des espacements.....	37
Tableau III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.	38
Tableau.III.9 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.....	47
Tableau.III.10 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.	48
Tableau III.11: Vérification de la contrainte de béton.	49
Tableau III.12 : Calcul de la flèche.....	51

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.....	54
Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.....	60
Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1.	62
Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle1.....	64
Tableau IV.5: Vérification l'effort normal réduit.	64
Tableau IV.6: nouvelle section des poteaux.....	65
Tableau IV.7: Participation massique du modèle 2.	65
Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.	66
Tableau IV.9: Vérification l'effort normal réduit.	67
Tableau IV.10: Vérification l'effet $p-\Delta$ inter étages du modèle final.	67
Tableau IV.11: Distribution des efforts tranchant sens x-x.	68
Tableau IV.12: Distribution des efforts tranchant sens y-y.	69

CHAPITRE V :

Tableau V.1: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	72
Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	73
Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	73
Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).	73
Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	74
Tableau V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	74
Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).	74
Tableau V.8: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).	75
Tableau V.9: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).	75
Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.	76
Tableau V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux.	76
Tableau V.14:Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	78
Tableau V.15 : Espacements maximales selon RPA99.	79
Tableau V. 17: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).....	84
Tableau V. 18: Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).	85
Tableau V. 19: Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).....	85
Tableau V.20: Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Durable).....	85
Tableau V.21: Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).	85

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.22: Ferrailage des Poutres porteuse (30x40) (Situation Accidentelle).....	86
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40	86
Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.	86
Tableau V. 25: Vérification de la condition de non fragilité.	87
Tableau V.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.	88
Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	88
Tableau V.29: Calcul des armatures transversales.....	90
Tableau V.31: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	91
Tableau V.32: Valeurs de (I_f/I)	96
Tableau V.34: Aciers verticaux et horizontaux.	98
Tableau V.35: Aciers transversaux.	98
Tableau V.36: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.	103
Tableau V.37: Calcul des armatures verticales de l'exemple.	104
Tableau V.38 : Caractéristiques des voiles.	106
Tableau V.39 : Calcul des armatures du voile (V1X, V2X).	107
Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V1Y, V2Y).	108
Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V3Y, V4Y).	109
Tableau V.42 : Calcul des aciers de couture des voiles.....	110
Tableau V.43 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....	111

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.	115
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.	120
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.	121
Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.....	122
Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.	123
Tableau VI.6: Ferrailage des panneaux du radier.	123
Tableau VI.7: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	123
Tableau VI.8: Correction de la section d'acier.	124
Tableau VI.9: Ferrailage des nervures.	125
Tableau VI.10: Vérification des contraintes à l'E.L.S.....	125
Tableau VI. 11: Ferrailage voile périphérique du.	130
Tableau V I.12 : Vérification des Contraintes à l'ELS	131

LIST DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.....	5
Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.....	5
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	7

CHAPITRE II :

Figure II. 1 : Coupe verticale du plancher terrasse.	13
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant.	14
Figure II. 3 : Constitution d'un mur extérieur.....	15
Figure II.4 : Section réduite du poteau.....	18
Figure II. 5 : Section réduite du poteau.....	20
Figure II.6: Section réduite du poteau de rive.....	23
Figure II.7: Section réduite du poteau d'angle.....	26
Figure II. 8 : Schéma du voile.....	29

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Ferrailage de l'acrotère.....	32
Figure III.2: Schéma statique de volée.....	33
Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).....	36
Figure III.5 : Dimensions d'une dalle.	37
Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.....	39
Figure III.7 : Corps Creux.....	40
Figure III.8: Schéma de poutrelle.	41
Figure III.9 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées.	47
Figure. III.10: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.....	52

CHAPITRE IV :

Figure IV.1: Diagramme de spectre de réponse.....	56
Figure IV 2: Modèle initial.	59
Figure IV 3: Disposition des voiles 3D (modèle 1).	61
Figure IV.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).	62

LIST DES FIGURES

CHAPITRE V :

Figure V. 1: Schéma de ferrailages des poteaux.....	82
Figure V.2: arrêts des barres.	90
Figure V. 3: schéma de ferrailage de poutres non porteuses.	92
Figure V.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	95
Figure V.5: Définition de l'élément mur.	95
Figure V.6: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.	100
Figure V.7: Disposition des Armatures verticales dans les voiles.....	101
Figure V.8 : Disposition des voiles.....	102
Figure V.9: Ferrailage voiles.	111

CHAPITRE VI :

Figure VI.1 : l'effet de cisaillement du sol.....	115
Figure VI.2: Radier.	116
Figure VI.3: Schéma statique du bâtiment.....	119
Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).....	122
Figure VI.5: Schéma de ferrailage des nervures.....	125
Figure VI.6: Evaluation des charges.....	126
Figure VI.7: ferrailage du Voile Périphérique.	132

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle est soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a pour buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage économique, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec commerce , implantée dans une zone de forte sismicité, comportant un sous-sol, un RDC et 13 étages qui n'est pas encore réaliser à la wilaya d'Alger.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le 1er chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le 2ème chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers, dalle plein).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS16.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5ème chapitre.
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I.1. INTRODUCTION :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+13+1SS) à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté à la wilaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Notre étude sera conforme aux exigences des règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93, BAEL 91** et aux règles parasismiques **RPA 99 version 2003**.

I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose de:

- Un sous-sol a usage dépôt
- Des étages à usage d'habitation (du 1er au 13 eme)
- Une terrasse accessible

I.2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES :

Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....44.37m
- Hauteur du sous sol.....4.59 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3.06 m
- Hauteur de l'étage courant3.06 m

Dimensions en plan

- Longueur totale en plan34.80 m
- Largeur total en plan16.95m

I 2.2. OSSATURE :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

I.2.3. PLANCHERS :

Les planchers sont des éléments plans dont l'épaisseur est faible par rapport à leur dimension.

On a deux types de planchers :

- Plancher en dalle pleine en béton (Le plancher terrasse est inaccessible -logias).
- Plancher en corps creux.

I.2.4. MAÇONNERIE :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.

Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.2.5. ESCALIERS :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagés.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées en forme de U.

Plus des escaliers, la structure comporte un ascenseur.

I.3 CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX :

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA99version 2003, CBA93**).

I.3.1 BETON :

Le béton est un matériau composé de granulats (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a) Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (spécifiée) notée f_{c28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16 cm (section 200 cm²) et de hauteur 32cm.

Pour : $j < 28$ jours : $f_{cj} = 0,658 \times f_{C28} \times \text{Log}_{10}(j + 1)$

$j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{C28}$

$j \gg 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{C28}$

Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 Mpa.

b) Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{ij} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (Mpa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{ij} est prise égale à : 2,1 MPa.

c) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

c-1) Déformation instantanée « E_{ij} » : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'âge de i jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{i28} = 32164,20$ Mpa.

c-2) Déformation différée « E_{vj} » : les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes de longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : [3]

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \text{ (Mpa)}$$

D'ou : $E_{v28} = 10721,40$ Mpa

d) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \dots \dots \dots \text{Pour les justifications aux états limites de services.} \\ \nu = 0 \dots \dots \dots \text{Dans le cas des états limites ultimes.} \end{array} \right.$$

e) Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

f) Les contraintes limites de calcul :**1) États Limites Ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

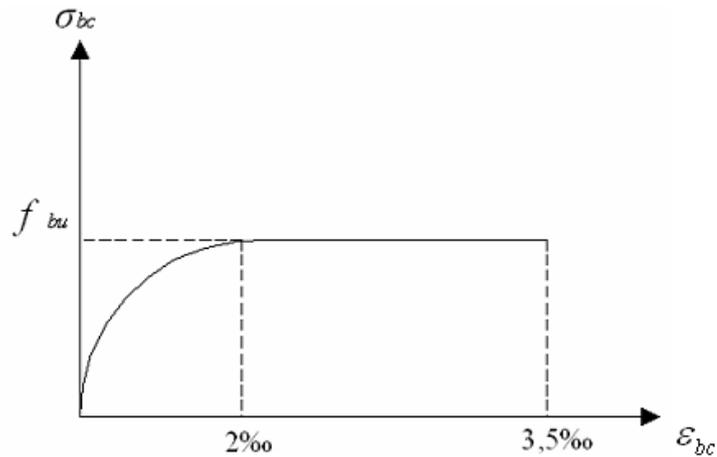


Figure I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU.

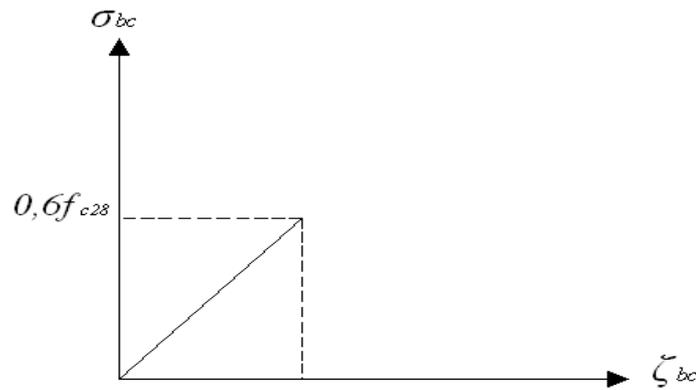


Figure I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS.

2) États Limites de Service (ELS) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ➔ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- ➔ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ➔ L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

I.3.2.L'ACIER :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence).

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e), cette valeur est donnée selon le *BAEL91* dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
Rond Lisse	FeE22	215	22	380 – 390
	FeE24	235	25	410 – 490
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

b) Module d'élasticité longitudinale :

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à :

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa.}$$

c) État Limite Ultime (ELU) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

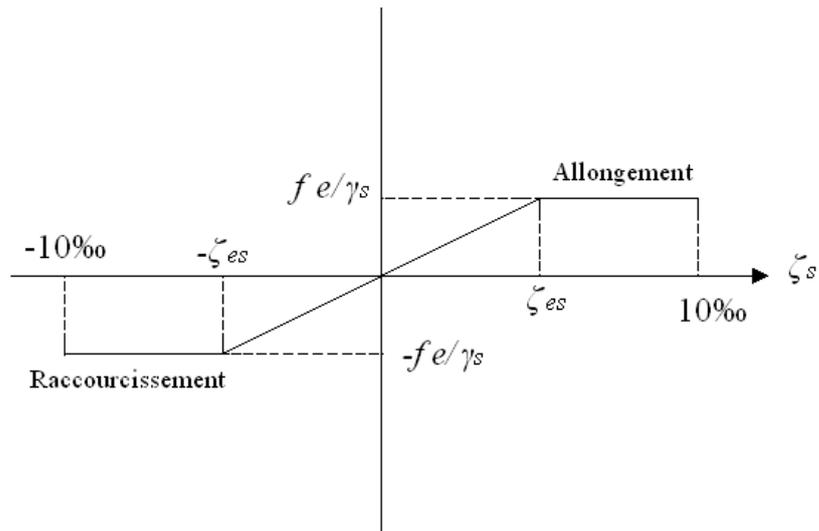


Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \dots \dots \dots \text{Situation durable.} \\ 1,00 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

- ε_s : Allongement relatif de l'acier :

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

d) État Limite de Service (ELS) :

C'est l'état où on fait des vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_c = \min (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa).
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_c = \min (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa).

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \dots\dots\dots \text{Acier rond lisse.} \\ \eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{Acier à haute adhérence.} \end{array} \right.$$

1.4 HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

1.4.1 État limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.
-

1.4.2 État limite de service (ELS) :

À l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENT

II.1 INTRODUCTION :

Les dimensions des éléments seront déterminées en utilisant les formules de pré dimensionnement qui découlent des limitations de déformations. Ces dimensions doivent aussi vérifier les conditions imposées par la réglementation [CBA93, BAEL91] et en particulier les valeurs minimales imposées par le RPA.

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

L'ouvrage étudié comporte des planchers à corps creux pour les étages courants (habitation, bureaux), et de type dalles pleines pour les cages des escaliers et les balcons et RDC (commerce).

II.2.1 Plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité (ou condition de limitation de la flèche) [2] :

$$ht \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

- L: portée maximale entre nus d'appuis ;
- **ht**: hauteur totale du plancher (hauteur corps creux + table de compression)

$$L = \min \{L_{\max} (\text{sens } x) ; L_{\max} (\text{sens } y)\}$$

$$\text{Donc : } L = \max \{475\text{cm}; 475\text{cm}\} \Rightarrow L = 475\text{cm} \Rightarrow L=475-30=445\text{cm}$$

$$\text{D'où: } ht \geq 445/22,5 \Rightarrow ht \geq 19.78\text{cm} \Rightarrow ht = 20\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$ht = d + e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 16 \text{ cm (hauteur de corps creux)}$$

$$e = 4 \text{ cm (épaisseur de la dalle de compression)}$$

II.2.2 Dalle pleine :

Elle concerne les escaliers, RDC (usage commerce) et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultante des conditions suivantes:

II.2.2.1 Résistance au feu :

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.

II.2.2.2 Condition d'isolation acoustique :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits : «CBA93» [2]

$$\begin{aligned} \text{-Contre les bruits aériens :} \quad M_{\text{plancher}} \geq 400 \text{ Kg /m}^2 &\Rightarrow 2500 \times e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \\ &e \Rightarrow 16 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{-Contre les bruits d'impacts :} \quad M_{\text{plancher}} \geq 350 \text{ Kg /m}^2 &\Rightarrow 2500 \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \\ &e \Rightarrow 14 \text{ cm.} \end{aligned}$$

II.2.2.3 Condition de rigidité :

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_{\text{max}}/35 < e < L_{\text{max}}/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_{\text{max}}/50 < e < L_{\text{max}}/40$

L_{max} étant la portée de la dalle.

Dalle pleine (RDC commerce) :

La dalle repose sur 4 cotés

$$L_x = 475 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{50} < e < \frac{445}{40} \rightarrow 8,90 \text{ cm} < e < 11,125 \text{ cm}$$

Dalle pleine (balcon) :

La dalle repose sur 2 cotés

$$L_x = 130 \text{ cm}$$

$$\frac{130}{35} < e < \frac{130}{30} \rightarrow 3,71 \text{ cm} < e < 4,33 \text{ cm}$$

Dalle pleine (escalier) :

$$L_x = 475 \text{ cm}$$

La dalle repose sur 3 cotés

$$\frac{445}{50} < e < \frac{445}{40} \rightarrow 8,90 \text{ cm} < e < 11,125 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adopte pour toutes les dalles pleines $e=15\text{ cm}$.

II.3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Une poutre est un élément qui assure une transmission horizontale, soit à une autre poutre, soit à un élément porteur vertical, des charges qui lui sont appliquées. Dans cette fonction, elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Le pré dimensionnement des poutres se fait conformément aux règles CBA93, les vérifications des dimensions arrêtées se feront selon les exigences du RPA99 v 2003.

II.3.1 poutres porteuses :

- $\frac{L_{\max}}{15} < h < \frac{L_{\max}}{10}$
- $0,3 h < b < 0,7 h$

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteaux.

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

La hauteur (h) :

$$L_{\max} = 4,70 - 0,3 \text{ m} \rightarrow (440/15) \leq h \leq (440/10)$$

$$29,33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm}$$

Soit : **$h=45\text{ cm}$** .

La largeur (b) :

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 45) \leq b \leq (0,7 \times 45)$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

Soit : **$b=30\text{ cm}$** .

Notation :

On prend **$b=30\text{cm}$** car les murs extérieurs ont une épaisseur de 30 cm.

Vérification selon les exigences des RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots [1]$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

II.3.2 poutre non porteuse :

- $\frac{L_{\max}}{15} < \square < \frac{L_{\max}}{10}$
- $0,3 h < b < 0,7 h$

Avec :

L_{\max} : la portée la plus grande des poutres entre nus de poteau.

h : la hauteur de la section.

b : la largeur de la section.

Hauteur (h) :

$$L_{\max} = 4,75 - 0,3 \text{ m} \rightarrow (445/15) \leq h \leq (445/10)$$

$$29,66 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm}$$

Soit : **h= 40 cm.**

La largeur (b) :

$$h = 40 \text{ cm} \rightarrow (0,3 \times 40) \leq b \leq (0,7 \times 40)$$

$$12 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Soit : **b= 30 cm.**

Vérification selon les exigences du RPA99 v2003 :

Les poutres doivent respecter les exigences ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad [1]$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b < 4$$

Or:

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

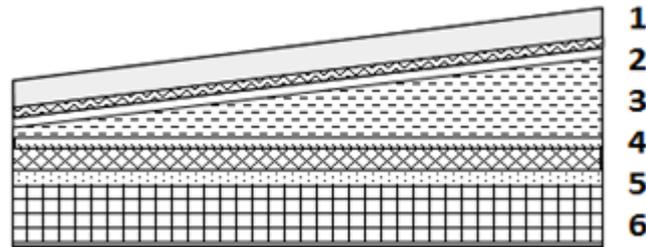
$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$h/b = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm.}$
- Les poutres non porteuse : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm.}$

II.4 EVALUATION DES CHARGES :**II.4.1 Plancher terrasse :****a- Charge permanente (plancher en corps creux) :****Figure II. 1 :** Coupe verticale du plancher terrasse.**Tableau II.1 :** Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

N ^o	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6,72

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,0 kN/m² (plancher terrasse inaccessible).

II.4.2 Plancher étage courant :

a- Charge permanente (plancher en corps creux) :

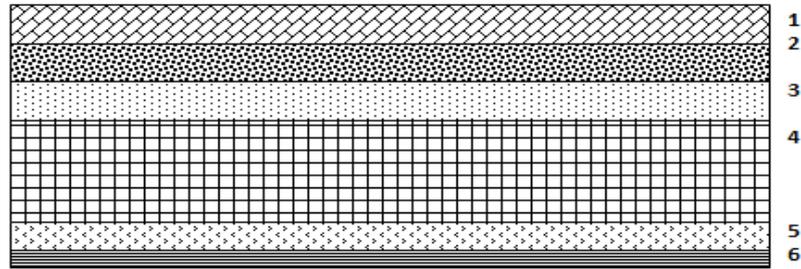


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant.

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
Charge permanente G				5,34

b- Charge d'exploitation :

Q= 1,5 kN/m² (usage : habitation).

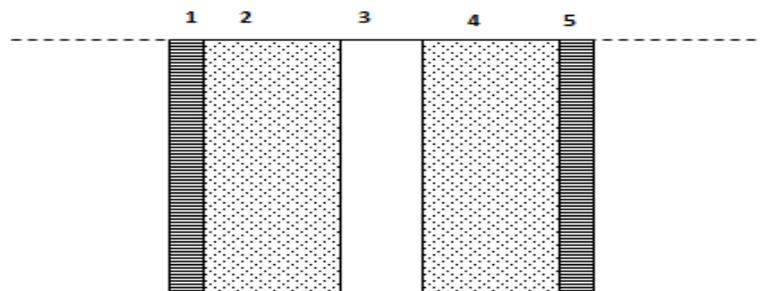
Q=2,5kN/m² (usage : bureau).

II.4.3 Plancher RDC en dalle pleine :**a- Charge permanente :****Tableau II.3:** Charges permanentes des dalles pleines.

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0,16	25	4.00
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
6	Cloison de distribution	0.10	-	1.00
Charge permanente G				6,7

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{usage : commerce}).$$

II.4.4 Maçonnerie :**Murs extérieurs (doubles cloisons) :****Figure II. 3 :** Constitution d'un mur extérieur.**Tableau II.4 :** Charges permanentes du mur double cloison.

N	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.15	-	1.30
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	-	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				2.76

II.4.5 balcon :
a-Charge permanente :

Tableau II. 5 : Charges permanentes du balcon.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Plancher dalle pleine	0.16	25	4.00
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				4,94

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

II.5 PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Un poteau est un élément structural vertical qui assure la transmission des charges d'une structure soit à un autre élément porteur, soit à une fondation. Les murs porteurs en béton peuvent avoir un rôle semblable.

II.5.1 CHARGES REVENANT AU POTEAU :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. [DTR.BC2.2]

Sous le terrasse : Q_0

Sous le 12^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 11^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ [D.T.R-B.C.2.2]

Tableau II.6 : Dégression en fonction du nombre d'étages.

Niveau	Qi [kN/m ²]	Qcumulée [kN/m ²]
P13	1,00	1,00
P12	1,5	2,50
P11	1,5	3,85
P10	1,5	5,05
P9	1,5	6,10
P8	1,5	7,00
P7	1,5	7,75
P6	1,5	8,50
P5	1,5	9,25
P4	1,5	10,00
P3	1,5	10,75
P2	1,5	12,13
P1	1,5	13,50
RDC	5,00	16,38
P sous sol	2,5	17,69

II.5.2 CALCUL DES SECTIONS DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armatures de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal (calculé en considérant le poteau le plus sollicité), déterminé par la descente des charges.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes [1] :

$$\text{Min (b, h)} \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min (b, h)} \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

- La section des aciers ne doit pas dépasser 4% de la section du béton [3].
- L'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau (compression centrée) doit être au

plus égal à la valeur suivante [3] : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$ [3] avec :

* N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q ;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$) ;

$$\lambda: \text{élancement d'EULER} \left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right);$$

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$;

I : moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$;

* B : surface de la section du béton ($B=a \times b$) ;

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable ;

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable ;

* f_e : limite élastique de l'acier feE40 ($f_e=400\text{MPa}$) ;

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$) ;

* A_s : section d'acier comprimée ;

* Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br= (a-0,02) (b-0,02)$) en m^2 .

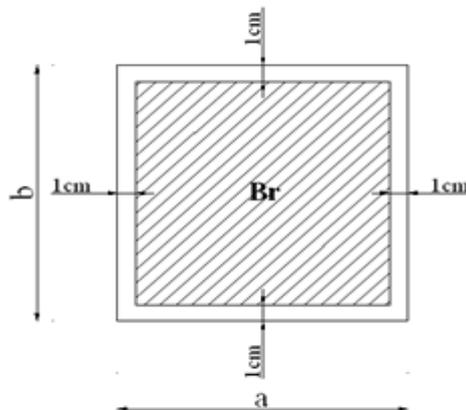


Figure II.4 : Section réduite du poteau

* Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [3]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \frac{\lambda}{35}} \quad \text{si } \lambda = 50$$

$$\bullet \alpha = 0,6 \frac{50}{\lambda} \quad \text{si } 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

*** Le minimum requis par « RPA99 v 2003 » [1]**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

*** Vérification à l'ELS**

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + nA_s} \leq 0,6 f_{c28} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$)

B : section de béton du poteau.

A_s : section des armatures : ($A_s=1\%B$)

n : coefficient d'équivalence : $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Poteau central :

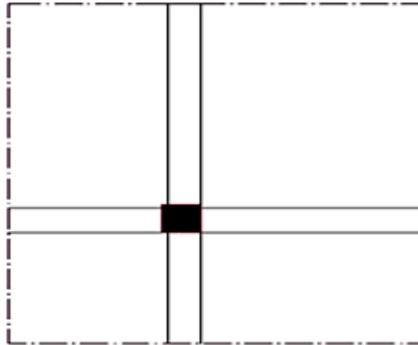


Figure II. 5 : Section réduite du poteau.

Surface des planchers supportées par ce poteau = 19,01m².

Poids revenant au 13^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasseGxS=6,72x19.01=127.74kN
- Poids de la poutre principaleL_{pp}xhxbxρ_b=4,75x (0,45-0,21) x0,30x25=8.55kN
- Poids de la poutre secondaireL_{ps}xhxbxρ_b=4,75x(0,40-0,21)x0,30x25=6.76kN

G_T=143,05KN

Poids revenant au 12^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,34 \times 19,01) = 101,51 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,75 \times (0,45 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 8,55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,75 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 6,76 \text{ kN}$

G=122,69 KNPoids revenant au 12^{ème} niveau $G_{12} = G + G_{13} = 265,74 \text{ kN}$ **Poids revenant au 11^{ème} niveau :**poids revenant au 11^{ème} niveau $G_{11} = G + G_{12} = 388,43 \text{ kN}$ **Poids revenant au 10^{ème} niveau :**poids revenant au 10^{ème} niveau $G_{10} = G + G_{11} = 511,12 \text{ kN}$ **Poids revenant au 9^{ème} niveau :**poids revenant au 9^{ème} niveau $G_9 = G + G_{10} = 633,81 \text{ kN}$ **Poids revenant au 8^{ème} niveau :**poids revenant au 8^{ème} niveau $G_8 = G + G_9 = 756,65 \text{ kN}$ **Poids revenant au 7^{ème} niveau :**Poids revenant au 7^{ème} niveau $G_7 = G + G_8 = 879,19 \text{ kN}$ **Poids revenant au 6^{ème} niveau :**Poids revenant au 6^{ème} niveau $G_6 = G + G_7 = 1001,88 \text{ kN}$ **Poids revenant au 5^{ème} niveau :**Poids revenant au 5^{ème} niveau $G_5 = G + G_6 = 1124,57 \text{ kN}$ **Poids revenant au 4^{ème} niveau :**Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4 = G + G_5 = 1247,26 \text{ kN}$ **Poids revenant au 3^{ème} niveau :**Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3 = G + G_4 = 1369,95 \text{ kN}$ **Poids revenant au 2^{ème} niveau :**Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2 = G + G_3 = 1492,64 \text{ kN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème} niveau $G_1 = G + G_2 = 1615,33 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC:

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,7 \times 19,01 = 127,97 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,87 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,75 \times (0,45 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 8,55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,75 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 6,67 \text{ kN}$

$$\mathbf{G = 149,06 \text{ kN}}$$

Poids revenant au poteau du RDC $G_{RDC} = G + G_1 = 1764,39 \text{ kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol :

- Poids du plancher courant $G \times S = 6,7 \times 19,01 = 151,165 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (4,59 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 9,31 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale . $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 4,75 \times (0,45 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 8,55 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,75 \times (0,40 - 0,21) \times 0,30 \times 25 = 6,67 \text{ kN}$

$$\mathbf{G = 175,69 \text{ kN}}$$

Poids revenant au poteau du sous sol $G_{SS} = G + G_{RDC} = 1940,08 \text{ kN}$.

Exemple de calcul :**Calcul du poteau du 13^{ème} étage :**

$$\text{Pour le 13^{ème} étage on a : } \begin{cases} N_{GT} = 143,05 \text{ kN} \\ N_G = 122,69 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{G13} = N_{GT} = 265,75 \text{ kN}$$

$$N_{Q13} = Q_{13} \times S = 1 \times 19,01 = 19,01 \text{ kN}$$

$$N_{u13} = 1,35 N_{G13} + 1,5 N_{Q12} = 221,63 \text{ kN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u12} \Rightarrow Br \geq \boxed{146,27 \text{ cm}^2}$$

$$Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$$

$$\text{On a : } a = b$$

$$\text{Donc: } Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 14,09 \text{ cm}$$

$$a=b=30\text{cm}$$

Le choix : **a=b=30 cm.**

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{\text{ser}13} = N_{G13} + N_{Q13} = 162,06 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 1,65 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tableau II.7 : choix des sections des poteaux.

Niveaux	G	Q	ELS	ELU	BR	a=b	RPA	Choix
13 ^{ème}	143,05	19,01	162,06	221,63	146,28	14,09	30x30	30
12 ^{ème}	265,74	47,53	313,27	430,04	283,83	18,85	30x30	30
11 ^{ème}	388,43	73,19	461,62	634,17	418,55	22,46	30x30	30
10 ^{ème}	511,12	96,00	607,12	834,01	550,45	25,46	30x30	30
9 ^{ème}	633,81	115,96	749,77	1029,58	679,53	28,07	30x30	35
8 ^{ème}	756,65	133,07	889,72	1221,08	805,91	30,39	30x30	35
7 ^{ème}	879,19	147,33	1026,52	1407,90	929,21	32,48	30x30	40
6 ^{ème}	1001,88	161,59	1163,47	1594,92	1052,65	34,44	30x30	40
5 ^{ème}	1124,57	175,84	1300,41	1781,93	1176,07	36,29	30x30	40
4 ^{ème}	1247,26	190,10	1437,36	1968,95	1299,51	38,05	30x30	45
3 ^{ème}	1369,95	204,36	1574,31	2155,97	1422,94	39,72	30x30	45
2 ^{ème}	1492,64	230,59	1723,23	2360,95	1558,23	41,47	30x30	45
1 ^{er}	1615,33	256,64	1871,97	2565,66	1693,33	43,15	30x30	50
RDC	1764,39	311,38	2075,77	2849,00	1880,34	45,36	30x30	50
S.SOL	1940,08	336,29	2276,37	3123,54	2061,54	47,40	30x30	50

Poteau de rive:

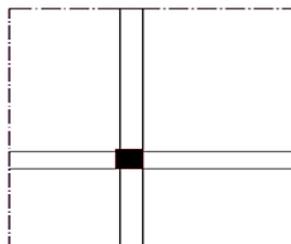


Figure II.6: Section réduite du poteau de rive.

Surface des planchers supportées par ce poteau = 7.65m^2 .

Poids revenant au 13^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,72 \times 7,65 = 51,40\text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 1,8 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 6,075\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,25 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 12,75\text{kN}$
- Poids de l'acrotère $L_{ps} \times G = 4,75 \times 2,117 = 10,05\text{kN}$

$$G_T = 80,28\text{kN}$$

Poids revenant au 13^{ème} niveau $G_{13} = G_T = 80,28\text{kN}$

Poids revenant au 12^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (5,34 \times 7,65) = 40,85\text{kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 8,55\text{kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 1,8 \times (0,45) \times 0,30 \times 25 = 6,075\text{kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4,25 \times (0,40) \times 0,30 \times 25 = 12,75\text{kN}$
- Poids de mur $L_p \times h \times G = 4,25 \times 2,60 \times 2,76 = 30,49\text{kN}$

$$G = 98,71\text{kN}$$

Poids revenant au 12^{ème} niveau $G_{12} = G + G_{13} = 178,99\text{kN}$

Poids revenant au 11^{ème} niveau :

poids revenant au 11^{ème} niveau $G_{11} = G + G_{12} = 277,7\text{kN}$

Poids revenant au 10^{ème} niveau :

poids revenant au 10^{ème} niveau $G_{10} = G + G_{11} = 376,41\text{kN}$

Poids revenant au 9^{ème} niveau :

poids revenant au 9^{ème} niveau $G_9 = G + G_{10} = 475,12\text{kN}$

Poids revenant au 8^{ème} niveau :

poids revenant au 8^{ème} niveau $G_8 = G + G_9 = 573,83\text{kN}$

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

Poids revenant au 7^{ème} niveau $G_7 = G + G_8 = 672,54\text{kN}$

Poids revenant au 6^{ème} niveau :

Poids revenant au 6^{ème} niveau $G_6=G+G_7=771.25\text{kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

Poids revenant au 5^{ème} niveau $G_5=G+G_6=869.96\text{kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème} niveau $G_4=G+G_5=968.67\text{kN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3=G+G_4=1067.38\text{ kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème} niveau $G_2=G+G_3=1166.09\text{kN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème} niveau $G_1=G+G_2=1264.8\text{kN}$

Poids revenant au RDC:

Poids revenant au poteau du RDC $G_{\text{RDC}}=G+G_1=1363.51\text{kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol :

Poids revenant au poteau du sous sol $G_{\text{SS}}=G+G_{\text{RDC}}=1462.22\text{ kN}$

Exemple de calcul :**Calcul de poteau du 12^{ème} étage :**

Pour le 12^{ème} étage on a :
$$\begin{cases} N_{GT} = 108.11\text{kN} \\ N_G = 122.42\text{kN} \end{cases}$$

$$N_{G12} = N_{GT} + N_G = 230.53\text{ kN}$$

$$N_{Q12} = Q_{12} \times S = 2,5 \times 11,28 = 19.12\text{KN}$$

$$N_{u9} = 1,35 N_{G12} + 1,5 N_{Q12} = 270.32\text{ KN}$$

$$Br \geq 0,066 N_{u9} \Rightarrow Br \geq \boxed{79.10\text{ Cm}^2}$$

$$Br = (a-0,02)(b-0,02) \quad \text{On a: } a=b.$$

$$\text{Donc: } Br = (a-0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02 = 0,1526\text{m}$$

$$a=b=15.26\text{cm}$$

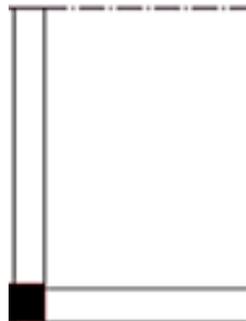
Le choix: **a=b=30 cm**

Vérification de la section à l'ELS :

$$N_{\text{ser13}} = N_{G13} + N_{Q13} = 198.11 \text{ kN}$$

Tableau II.8 : choix des sections des poteaux de rive.

Niveaux	G	Q	ELS	ELU	BR	a=b	RPA	Choix
13 ^{ème}	80,28	7,65	87,93	119,85	79,10	10,89	30*30	30*30
12 ^{ème}	178,99	19,12	198,11	270,32	178,41	15,36	30*30	30*30
11 ^{ème}	277,7	29,45	307,15	419,07	276,59	18,63	30*30	30*30
10 ^{ème}	376,41	38,63	415,04	566,10	373,63	21,33	30*30	30*30
9 ^{ème}	475,12	46,66	521,78	711,40	469,53	23,67	30*30	30*30
8 ^{ème}	573,83	53,55	627,38	855,00	564,30	25,75	30*30	30*30
7 ^{ème}	672,54	59,28	731,82	996,85	657,92	27,65	30*30	35*35
6 ^{ème}	771,25	65,02	836,27	1138,72	751,55	29,41	30*30	35*35
5 ^{ème}	869,96	70,76	940,72	1280,59	845,19	31,07	30*30	35*35
4 ^{ème}	968,67	76,5	1045,17	1422,45	938,82	32,64	30*30	40*40
3 ^{ème}	1067,38	82,23	1149,61	1564,31	1032,44	34,13	30*30	40*40
2 ^{ème}	1166,09	92,79	1258,88	1713,41	1130,85	35,63	30*30	40*40
1 ^{er}	1264,8	103,27	1368,07	1862,39	1229,17	37,06	30*30	45*45
RDC	1363,51	125,3	1488,81	2028,69	1338,93	38,59	30*30	45*45
S.SOL	1462,22	135,32	1597,54	2176,98	1436,80	39,91	30*30	45*45

**Figure II.7:** Section réduite du poteau d'angle.

Surface des planchers supportés par ce poteau = 4.75m².

Poids revenant au 13^{ème} niveau :

- Poids du plancher terrasse $G \times S = 6,72 \times 4,75 = 31,92 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,375 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 10,12 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2 \times 0,40 \times 0,30 \times 25 = 6 \text{ kN}$
- Poids de l'acrotère $L_{ps} \times G = 4,75 \times 2,117 = 10,05 \text{ kN}$

$$G_T = 57,99 \text{ kN}$$

Poids revenant au 13^{ème} niveau $G_{10} = G_T = 57,99 \text{ kN}$

Poids revenant au 12^{ème} niveau :

- Poids du plancher courant $G_{CC} \times S = (4,75 \times 5,34) = 30,12 \text{ kN}$
- Poids du poteau $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3,06 - 0,45) \times (0,30)^2 \times 25 = 5,78 \text{ kN}$
- Poids de la poutre principale $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2,375 \times (0,45) \times 0,30 \times 25 = 8,01 \text{ kN}$
- Poids de la poutre secondaire $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2 \times (0,40) \times 0,30 \times 25 = 6 \text{ kN}$
- Poids de mur $L_p \times h \times G = 2,375 \times 2 \times 2,60 \times 2,76 = 34,086 \text{ kN}$

$$G = 83,99 \text{ kN}$$

Poids revenant au 12^{ème} niveau $G_{12} = G + G_{13} = 141,98 \text{ kN}$

Poids revenant au 11^{ème} niveau :

poids revenant au 11^{ème} niveau $G_{11} = G + G_{12} = 240,69 \text{ kN}$

Poids revenant au 10^{ème} niveau :

poids revenant au 10^{ème} niveau $G_{10} = G + G_{11} = 339,4 \text{ kN}$

Poids revenant au 9^{ème} niveau :

poids revenant au 9^{ème} niveau $G_9 = G + G_{10} = 438,11 \text{ kN}$

Poids revenant au 8^{ème} niveau :

poids revenant au 8^{ème} niveau $G_8 = G + G_9 = 536,82 \text{ kN}$

Poids revenant au 7^{ème} niveau :

Poids revenant au 7^{ème} niveau $G_7 = G + G_8 = 635,53 \text{ kN}$

Poids revenant au 6^{ème} niveau :

Poids revenant au 6^{ème}niveau $G_6=G+G_7=734.24\text{kN}$

Poids revenant au 5^{ème} niveau :

Poids revenant au 5^{ème}niveau $G_5=G+G_6=832.95\text{kN}$

Poids revenant au 4^{ème} niveau :

Poids revenant au 4^{ème}niveau $G_4=G+G_5=931.66\text{kN}$

Poids revenant au 3^{ème} niveau :

Poids revenant au 3^{ème} niveau $G_3=G+G_4=1030.37\text{ kN}$

Poids revenant au 2^{ème} niveau :

Poids revenant au 2^{ème}niveau $G_2=G+G_3=1129.08\text{kN}$

Poids revenant au 1^{er} niveau :

Poids revenant au 1^{ème}niveau $G_1=G+G_2=1227.79\text{kN}$

Poids revenant au RDC:

Poids revenant au poteau du RDC $G_{\text{RDC}}=G+G_1=1326.5\text{kN}$

Poids revenant au poteau du sous sol :

Poids revenant au poteau du sous sol $G_{\text{SS}}=G+G_{\text{RDC}}=1253.88\text{kN}$

Tableau II.9 : choix des sections des poteaux de rive.

Niveaux	G	Q	ELS	ELU	BR	a=b	RPA	Choix
13 ^{ème}	57,99	4,75	62,74	85,41	56,37	9,51	30*30	30*30
12 ^{ème}	141,98	11,87	153,85	209,48	138,26	13,76	30*30	30*30
11 ^{ème}	240,69	18,28	258,97	352,35	232,55	17,25	30*30	30*30
10 ^{ème}	339,4	23,98	363,38	494,16	326,15	20,06	30*30	30*30
9 ^{ème}	438,11	28,97	467,08	634,90	419,04	22,47	30*30	30*30
8 ^{ème}	536,82	33,25	570,07	774,58	511,22	24,61	30*30	30*30
7 ^{ème}	635,53	36,81	672,34	913,18	602,70	26,55	30*30	30*30
6 ^{ème}	734,24	40,37	774,61	1051,78	694,17	28,35	30*30	30*30
5 ^{ème}	832,95	43,93	876,88	1190,38	785,65	30,03	30*30	30*30
4 ^{ème}	931,66	47,5	979,16	1328,99	877,13	31,62	30*30	35*35
3 ^{ème}	1030,37	51,06	1081,43	1467,59	968,61	33,12	30*30	35*35
2 ^{ème}	1129,08	57,61	1186,69	1610,67	1063,04	34,60	30*30	35*35
1 ^{er}	1227,79	64,12	1291,91	1753,70	1157,44	36,02	30*30	40*40
RDC	1326,5	77,8	1404,30	1907,48	1258,93	37,48	30*30	40*40
S.SOL	1425,21	84,02	1509,23	2050,06	1353,04	38,78	30*30	40*40

II.6 LES VOILES :**II.6.1 INTRODUCTION :**

D'après l'article 7.7.1 du RPA99 v 2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile

h_e : hauteur de l'étage

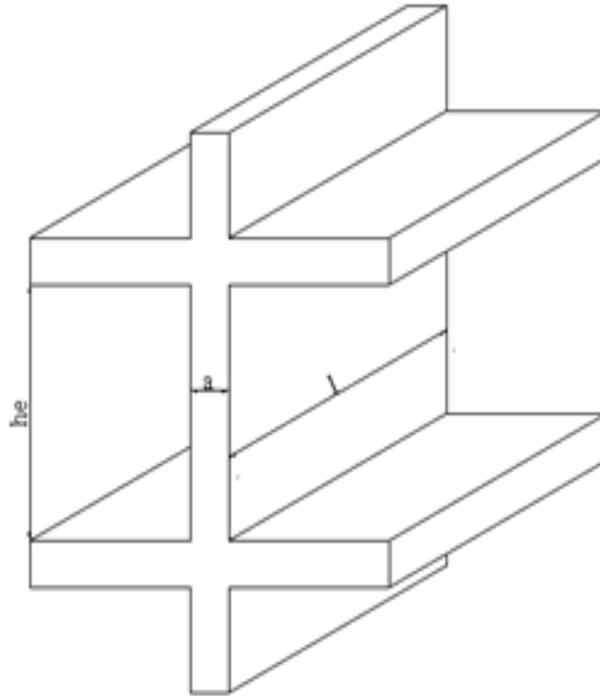


Figure II. 8 : Schéma du voile.

D'après le "RPA 99 v 2003" [1], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \Rightarrow a = 2.61/20 = 13.05$$

On prend : $a = 20$ cm

D'après le "RPA 99 v 2003" [1] : $a_{\min} = 15$ cm.

CHAPITRE III

Ferraillage des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on procède au calcul des éléments secondaires tel que : des planchers, les escaliers et l'acrotère.

III.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse qui forme une paroi contre toute chute, elle sera calculée comme une console encadrée au niveau du plancher terrasse.

III.2.1 Evaluation des charges :

- **Charges permanentes :** Le poids total de l'acrotère **G=2,29 kN/m**
- **Charge d'exploitation :** La charge d'exploitation de la main courante : **Q=1,0kN/m**
- **L'action des forces horizontales Q_h ;(F_p) :** D'après *RPA 99 version 2003*, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \cdot C_p \cdot W_p \dots \dots \dots (6.2.3) [3]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) [3]**

Pour la zone III et le groupe d'usage 2 [A=0,25].

C_p : Facteur de la force horizontale..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère..... [$W_p=2,29$ kN].

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,29 = 1,832 \text{ kN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,832 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,50 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1,832 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur : **G=2,29 kN/ml** et **$Q_h=1,832$ KN/ml**

$$M_u = 1.5 \cdot Q_h \cdot h$$

$$N_u = 1.35 \cdot G$$

$$T_u = 1.5 \cdot Q_h$$

III.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{ cm}$; $f_e=500\text{MPa}$

$M_u = 1,64\text{ kN.m}$; $T_u = 2,74\text{kN}$; $N_u = 3,09\text{ Kn}$.

a) Armatures principales :**1. Calcul du moment fictif M_f :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,65 + 3,09 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) \times 10^{-2} = 1,743\text{kN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s}, \quad A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \mu, \quad \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,015$$

$$A_{s1} = 0\text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0,45\text{ cm}^2$$

2. Vérification de la section d'acier selon BAEL 91 modifié 99 :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \rightarrow A_s^{\min} = \{1\text{cm}^2; 0,87\text{cm}^2\}$$

Donc : on opte finalement pour **5T8** = 2,51 cm²

Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

L'espacement des armatures principales doit vérifier la condition suivante :

$$S \leq 2h ; 25 \} \rightarrow 20 \leq 20 ; 25 \} \Rightarrow Ok$$

b) Armatures de répartitions :

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{2,51}{4} = 0,63\text{cm}^2$$

On a choisi **4T8** avec un espacement $S_t = \frac{60-4}{3} = 18,66\text{ cm}$, On prend $S = 18\text{ cm}$

III.2.3 Vérification à l'E.L.S : par le logiciel (SOCOTEC).**Tableau III.1 : Les vérifications de l'ELS**

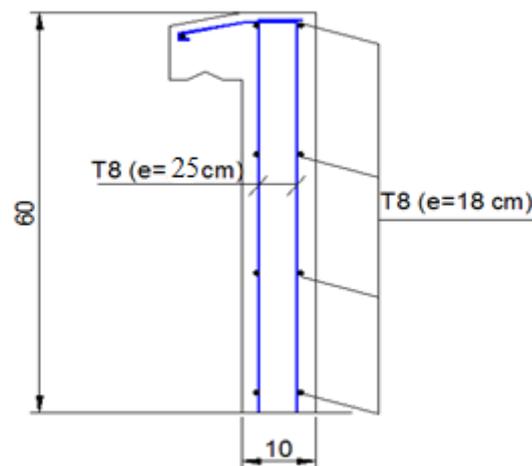
a) Contrainte du béton :		b) Contrainte de l'acier :	
σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1.98MPa	15MPa	63.28MPa	250MPa
OK		OK	

III.2.4 Vérification de l'effort tranchant :

D'après le *BAEL 91 modifié 99* on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa} \rightarrow \tau_u = \frac{2,748 \times 10^3}{90.10^3} = 0,031\text{MPa}$$

$$< \bar{\tau}_u \dots \dots \text{OK}$$

**Figure III.1 : Ferrailage de l'acrotère.**

III.3 L'escalier :**III.3.1. Introduction :**

L'escalier est un élément secondaire de la construction, mais il a une grande importance dans la structure, il permet d'accéder d'un niveau à un autre. Ils sont calculés en flexion simple.

III.3.2. Hypothèses de calcul :

- La fissuration est peu préjudiciable.
- Le ferrailage de l'escalier se fera à l'ELU, en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

III.3.3. Les type des escaliers :

On a les mêmes types des escaliers (escalier à deux volées et deux palier intermédiaires) donc on a calculé un seul escalier

III.3.4. Calcul de ferrailage :**a) Volée01 :**

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1,1 + 1,1 + \sqrt{1,19^2 + 1,8^2} = 4,36m$$

On prend donc l'épaisseur $e=20$ cm

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tga} = \frac{1,19}{1,8} = 0,661 \Rightarrow \alpha = 33,46^\circ$$

Le nombre de marche : $n - 1 = 6$

Le nombre de contre marche : $n = 7$

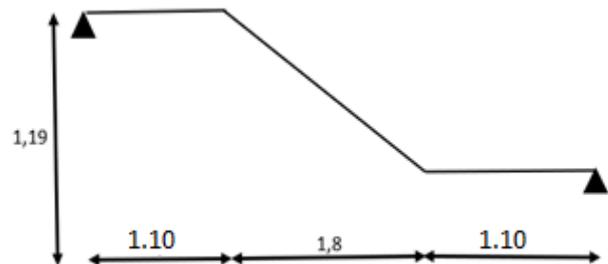


Figure III.2: Schéma statique de volée.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,19}{7} = 0,17 \text{ m} = 17 \text{ cm} .$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{1,8}{6} = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'équation de < BLONDEL >**

$$\begin{array}{l}
 59 < (g + 2h) < 66 \text{ cm} \\
 16 < h < 18 \text{ cm} \\
 22 < g < 33 \text{ cm}
 \end{array}
 \quad \Rightarrow \quad
 \begin{array}{l}
 2h + g = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 h = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\
 g = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}
 \end{array}$$

N.B : Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient satisfaites.

➤ **Evaluation des charges :**

Tableau III.2 : Résultats d'évaluation des charges d'escalier

Le paillasse (Q1)				Le palier (Q2)			
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)		G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q (KN/ml)	
		ELU	ELS			ELU	ELS
9.28	2,5	16,27	11,78	6,7	2,5	12,79	9,2

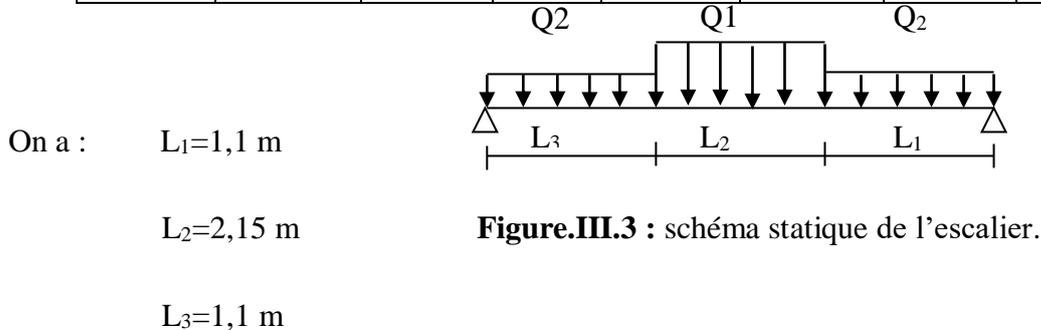


Figure.III.3 : schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Le calcul se fait pour une section de dimension (b x h) Tel que : b=100 cm ; h=20 cm

Tableau III.3 : Calcul des armatures.

	M_u (kNm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Appui	17.03	2,28	5T10	3.9
Travée	28.96	3,94	6T12	6,78

Espacement :

- **En travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 20\text{cm}$ On prend : $esp=20\text{ cm}$.
- **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$ On prend : $esp=25\text{ cm}$.

Armature de répartition :

En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 1,54\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3,08\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01m² avec S_t=25 cm

Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \dots \Rightarrow 0,785\text{cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 1,57\text{cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 4T8=2,01 cm² avec S_t=25cm

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,74\text{cm}^2$$

- **En travée :** $A_s = 6,79\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,74\text{cm}^2$.
- **Sur appui :** $A_s = 4,52\text{cm}^2 > A_s^{min} = 1,74\text{cm}^2$.

L'Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots (A.5.2.2) [1]$

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0,2f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0.169\text{MPa}$$

Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,169\text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Avec : $n=15$; $c'=2\text{cm}$; $d=18\text{ cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 : Vérification de compression du béton.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Appui	12.52	3,9	4.24	Vérifiée
Travée	21.28	6,78	5.54	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.5: Vérification de la flèche de l'escalier.

$M_{ser}(KNm)$	A_s (cm^2)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
21.28	6,78	7,05	2,82	0,25	72580,28	28900,73	42569,06

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 6,86mm \\ f_v = 13,95mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 7mm$$

$$\bar{f} = 10,61mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 7m < \bar{f} = 10,61cm \dots \dots \dots C. Vérifiée$$

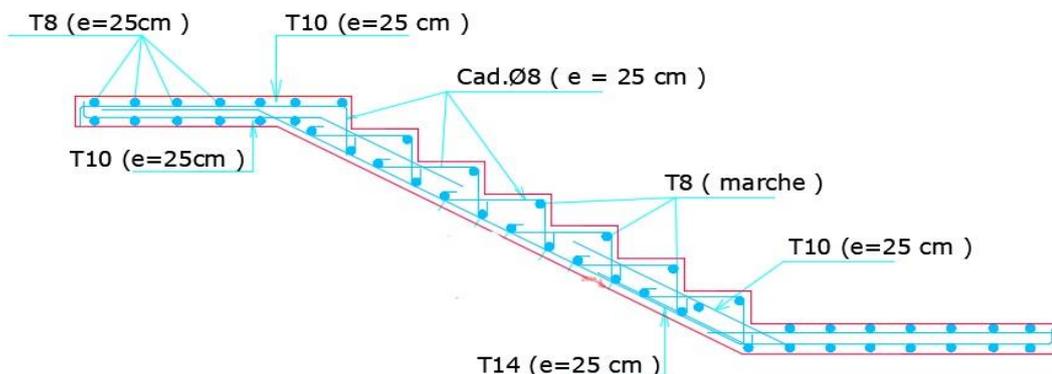


Figure III.4: Schéma de ferrailage de l'escalier (volée 1 et 3).

III.4 Dalle Pleine :

Dans notre structure, on a cité l'exemple du panneau le plus sollicité :

III.4.1 Evaluation des charges :**Tableau III.5 :** Calcul des sollicitations de dalle pleine.

Les charges (KN /m ²)		Q (KN/m ²)	
		Combinaison	
G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU	ELS
6.7	5	16.55	11.7

$$p=Lx/Ly = 0.84$$

$$\mu_x = 0,0517$$

$$\mu_y = 0,6678$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 13.69 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 9,14 \text{ kNm}$$

**Figure III.5 :** Dimensions d'une dalle.**III.4.2 Ferrailage de la dalle :**

$b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13,5\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s=434,78\text{MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Tableau III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	11.64	2,2	5T10	3,93	25
	y-y	7.77	1,45	4T8	2,01	33
Appuis	x-x	6.84	1,28	4T8	2,01	33
	y-y					

a) Espacement :**Tableau III.7 :** vérification des espacements.

	Travée	Appui
x-x	$20\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
y-y	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$	$25\text{cm} < \text{Min}(3h; 45\text{cm}) = 33\text{cm}$

b) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b\bar{d}_{uc28}} \dots\dots\dots (A.5.2.2)[1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16.55 \times 4,00 \times 4,75}{2 \times 4,00 + 4,75} = 24,66 kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{16.55 \times 4,00}{3} = 22.07 kN$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 24,66 kN$$

$$\tau_u = \frac{24,66 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,18 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25 MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

Donc l'armature transversale n'est pas nécessaire.

III.4.3 Vérification à l'ELS : : par le logiciel (SOCOTEC).**a) Vérification des contraintes :****1. Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

Tableau III.8: Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	x-x	9.32	3,93	4.95	Vérifié
	y-y	7.13	2,01	4.97	
Appuis	x-x	5.48	2,01	3.82	Vérifié
	y-y				

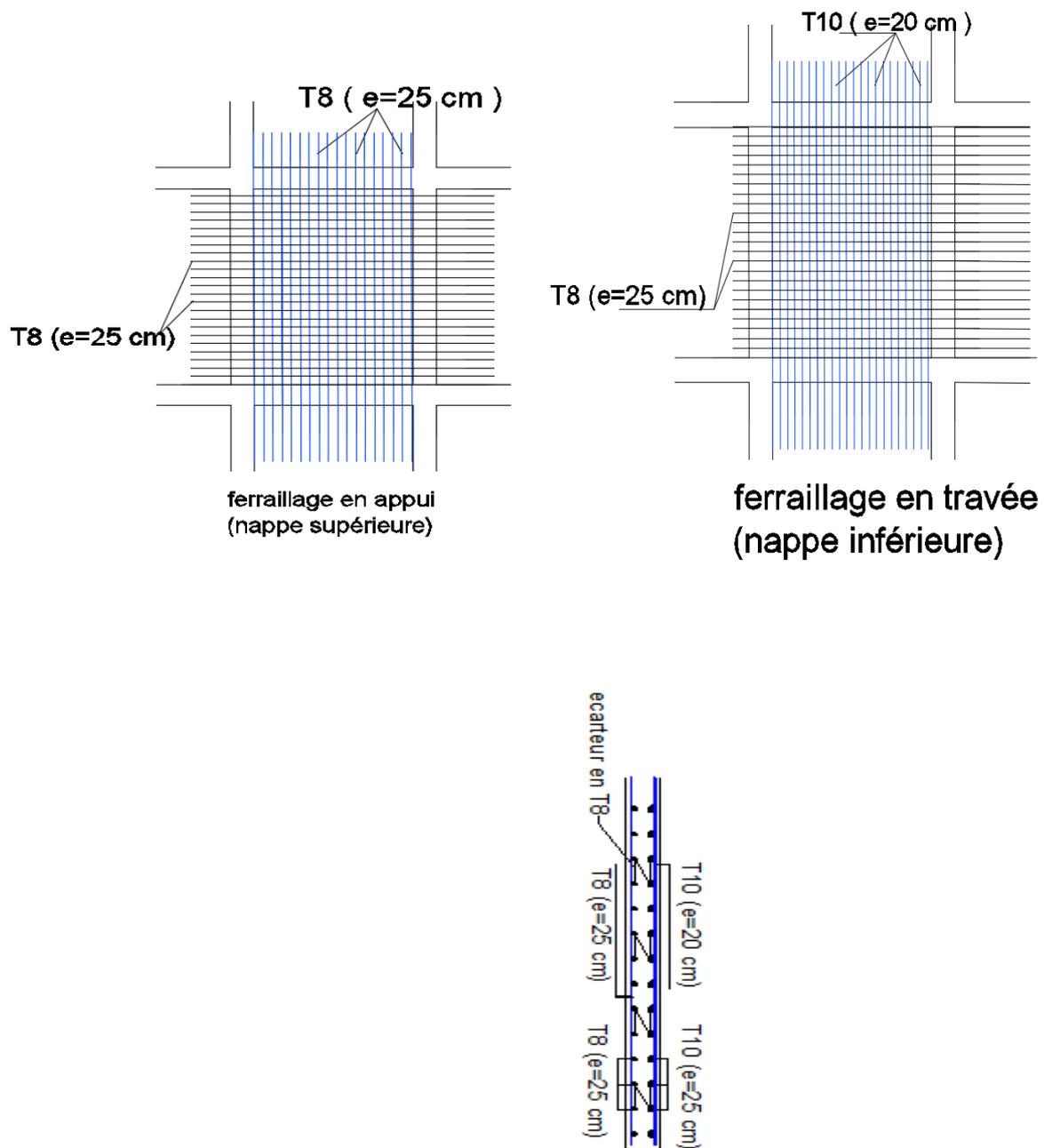


Figure III.6 : Ferrailage de la dalle pleine.

III.5 Plancher à corps creux :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

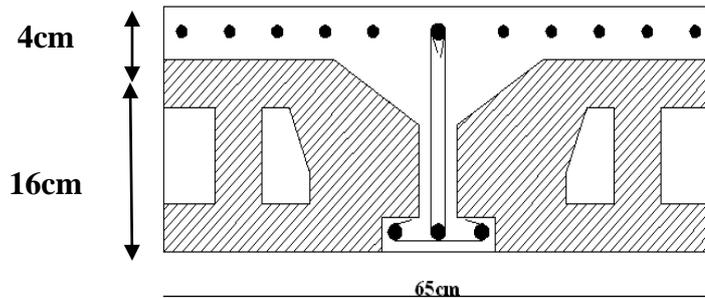


Figure III.7: coupe du plancher en corps creux

III.5.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) * h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right)$$

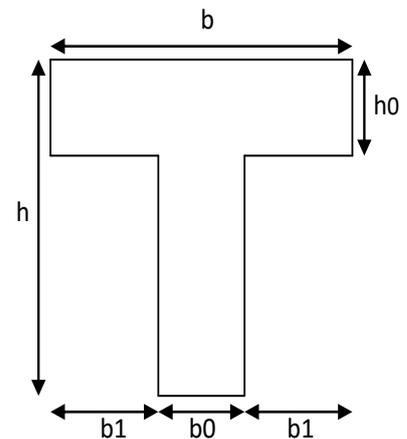


Figure III.8 : Dimensions De La Poutrelle

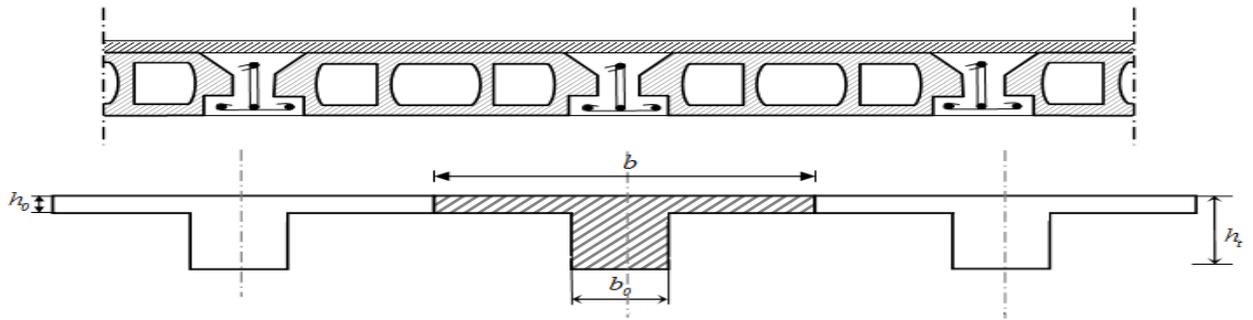


Figure III.9: Schéma de poutrelle.

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$b_0 = (0,4; 0,6) \cdot h = (8; 12) \text{ cm}$. On a adopté $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{445}{10}\right) = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$.

III.5.2 Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

* **1^{ère} étape** : Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L = 4,75 \text{ m}$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

III.5.3 Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :

Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre «04 » conditions suivantes sont remplies :

1)- La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5\text{KN/m}^2; 2\text{G})$.

-EC $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 5,34) \rightarrow$ vérifié

-Terrasse $\rightarrow Q \leq (5 ; 2 \times 6,72) \rightarrow$ vérifié

2)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées. \rightarrow vérifié

3)- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \text{non vérifié}$$

4)- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

Donc : la méthode forfaitaire est non applicable.

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :**➤ Moment sur appuis :**

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)} \quad \text{Appuis intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{➤ Moment en travée : } M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique) ;
- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- $l' = l$pour une travée de rive
- $l' = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{q_l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{q_l}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{array} \right.$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Méthode des éléments finis « ETABS »

les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel ETABS

. Etapes de calcul des poutrelles :

* **1^{ère} étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4,75 m$
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.

- Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$.

➤ **Evaluation des charges :**

- **Charges permanentes :**

1-Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{kN/ml}$

2-Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,2 \times 14 = 1,82\text{kN/ml}$

$$\Sigma G = 1,94\text{kN/ml}$$

- **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,59\text{kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 2,59\text{kN/ml}$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_u = 10.12 \text{ KN.m} = \frac{qul}{8}$$

$$M_s = 7.30 \text{ KN.m} = \frac{q_{\text{ser}}l}{8}$$

❖ **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 10.12 \text{ Kn.m} ; b = 12\text{cm} ; d = 4,5\text{cm} ;$$

$$\sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 2,77 > \mu_R = 0,371 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

* **2^{ème} étape** : Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en «Té»

III.5.5 Evaluation des charges revenantes aux poutrelles :

Plancher terrasse :

➤ **Charge permanentes :**

$$G=6,7 \times 0,65=4,35 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharges d'exploitation :**

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml.}$$

Plancher courant :

➤ **Charge permanente :**

$$G=5,34 \times 0,65=3,47 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison des charges :

➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,85 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=5 \text{ kN/ml.}$$

➤ **Plancher courant :**

$$\text{E.L.U : } q_u=1,35G+1,5Q=6,14 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{E.L.S : } q_{ser}=G+Q=4,45 \text{ kN/ml.}$$

Conclusion :

Le plancher de terrasse est le plus sollicité.

➤ **Calcul des efforts internes :**

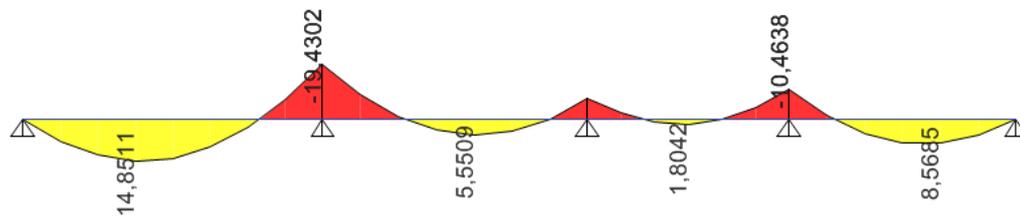
Poutrelle à 4 travées :

Méthode : élément finis (ETABS)

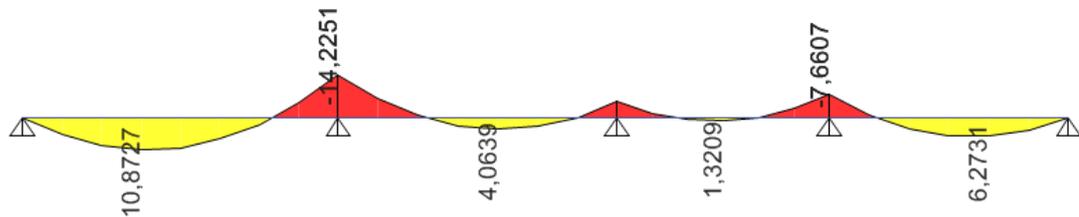
Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.
(4,76m- 4,20m- 3,2m- 3,6m).

Diagrammes des moments fléchissant :

ELU :

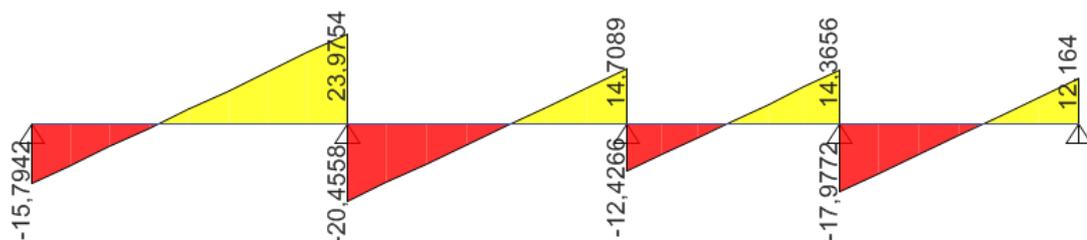


ELS :



Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :

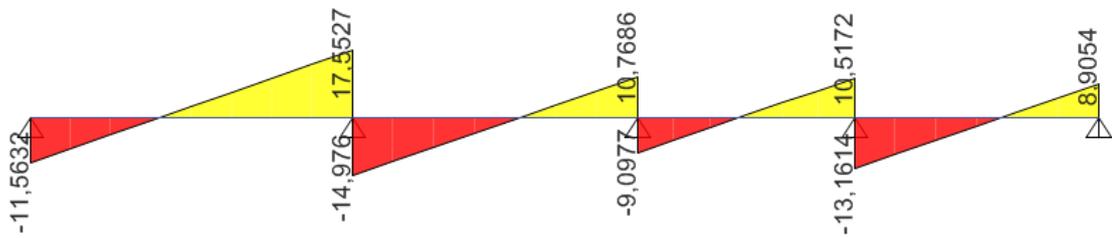


Figure III.10 : Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 04travées.

➤ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\mathbf{E.L.U} : M_{tu}^{\max} = 14,85 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 19,43 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 23,98 \text{ kN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : M_{tser}^{\max} = 10,78 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 14,23 \text{ kNm}$$

$$T_s^{\max} = 17,55 \text{ kN}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

$h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 54,41 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.9 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures en travée.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
14.85	0,04	Oui	0	0,05	176 ,19	1.95	3T10	2.37

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,13\text{cm}^2; 1.84 \text{ cm}^2\} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.37 \text{ cm}^2$)

➤ **Ferrailage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 19.43 \text{ kNm} < M_{tab} = 54,41 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

Tableau.III.10 : Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal}/ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp}/ml (cm ²)
19,43	0,05	Oui		0,07	174,78	2,55	3T14	3.08

Choix : 2T14 ($A_s = 3.08 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérifications :**

Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max}=23,98$ kN.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \bar{d}_u} = 1,11 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration étant préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton : Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.**

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

• **Détermination de l'axe neutre**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(A_s \cdot d + A'_s \cdot c') = 0$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance "y" et le moment d'inertie "I" se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} (b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)]) = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

Tableau III.11: Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	10,78	2.37	5.30	Vérifiée
Appuis	14,23	3.08	6.30	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Tel que : $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L \geq 5,00$ m

$\bar{f} = \frac{L}{500}$ Si $L < 5,00$ m

Donc : $\bar{f} = \frac{476}{500} = 0,95$ cm

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs ^[3] :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots\text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots\dots\dots\text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad \text{Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :}$$

Tableau III.12 : Calcul de la flèche.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
10.78	2,37	6,27	2,50	0,57	88266,86	21227,67	36398,70

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,19\text{MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,86\text{MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,26\text{cm} \quad (L = 4,76\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,46\text{cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,2\text{cm} < \bar{f} = 0,98\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

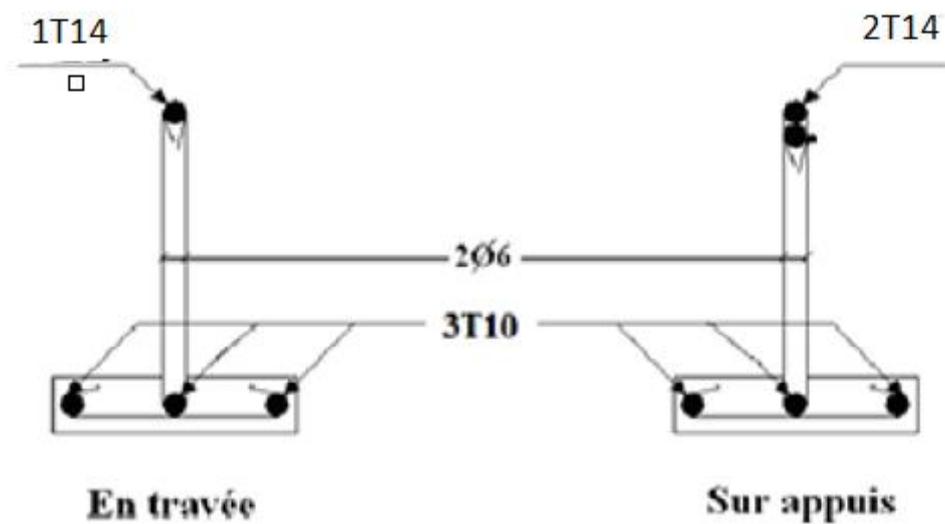


Figure. III.11: Ferrailage des poutrelles en Travée et en Appuis.

III.5.6 Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction

Une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Respect de la réglementation parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments résistants afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des méthodes de modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Choix de la méthode

L'analyse d'une structure peut se faire à l'aide de deux principales méthodes. Le choix de la méthode dépend du type de la structure et de ses dimensions :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse spectrale.
 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

L'utilisation de la méthode statique équivalente n'est possible que si l'ouvrage remplit les conditions de son application, présentées dans le RPA99 v 2003.

Concernant l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'étant pas remplies vu l'irrégularité de la structure et la hauteur dépassant 17m (article 4.1.2 du RPA99 v 2003), donc nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale.

Cette dernière peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas vérifiée.

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

IV.4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse

- **Coefficient d'accélération A :**

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya de Tipaza (RPA 99 v 2003).

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.25**

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99 v 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99 v 2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portiques et voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**.

- **Facteur de qualité Q :**

Tableau IV.1:Pénalité P_q en fonction de critère de qualité.

critère q	P_q			
	suivant x		suivant y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0	-	0
2-Redondances en plan	-	0.05	-	0.05
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	-	0,10	0	0,10
Totale	0,25		0,25	

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Sens longitudinal $\rightarrow Q_x = 1 + 0.25 = 1.25$

Sens transversal $\rightarrow Q_y = 1 + 0.25 = 1.25$

- **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{RPA99 v 2003})$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7 \%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \Rightarrow \eta = 0,88.$$

- **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$T1 = 0,15 \text{ s.}$$

$$T2 = 0,50 \text{ s.}$$

IV.4.2 Spectre de réponse :

Selon le RPA 99 v 2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone III: sismicité forte.

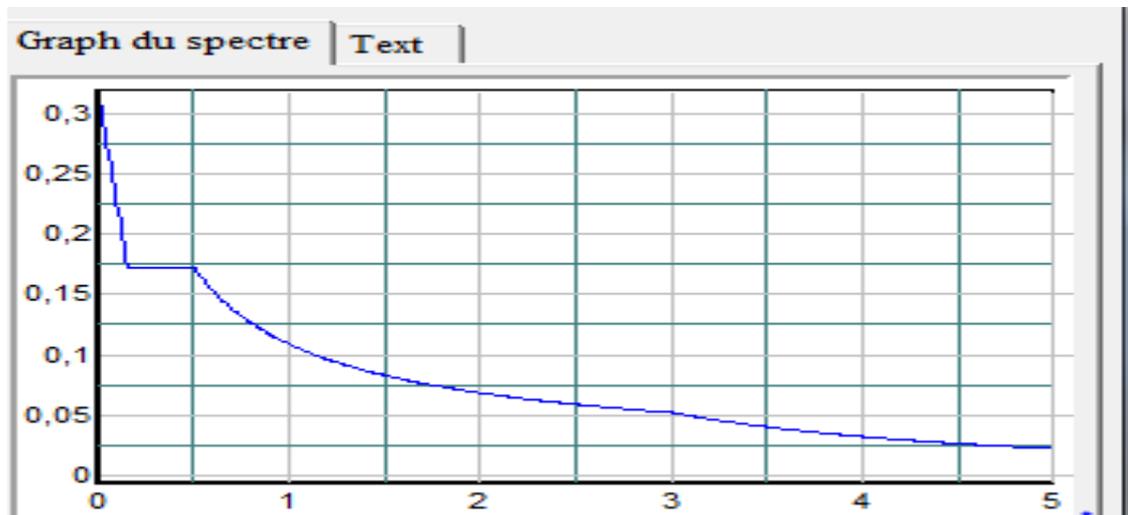
Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=5 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,25.

Facteur de qualité Q=1,25.

b. le spectre de réponse :**Sa/g****Figure IV.1:** Diagramme de spectre de réponse.

- **Détermination des paramètres des combinaisons d'action :**

$$ELU=1.35G+1.5Q$$

$$ELS=G+Q$$

$$G+Q_{\pm}E$$

$$0.8G_{\pm}E$$

- **Modélisation:**

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA99 v 2003, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres des nœuds maître de la structure

(Notion de diaphragme).

- **Poids total de la structure "W" :**

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations (RPA99 v 2003).

$$WT = \sum w_i \text{ Avec } W_i = W_{gi} + B w_{qi}$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B = 0,2)

IV.4.3. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 v 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 41565.233$ KN (calcul automatique) avec **ETABS.V16**.

- **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

$$0 < T < T_2 \rightarrow D = 2,5 \eta$$

$$T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \rightarrow D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 v 2003". Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{et} \quad T_{\min} = 0,05 h_N^{3/4} = 0,84s \quad \text{"RPA99 v 2003"}$$

Où :

h_N : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N = 42.84$ m.

$$\text{Selon x-x : } L_x = 34.4m \Rightarrow T_x = 0,66$$

$$\min(T_x, T_{\min}) = 0,66 \text{ s}$$

$$\text{Selon y-y : } L_y = 16.95m \Rightarrow T_y = 0,940$$

$$\min(T_y, T_{\min}) = 0,840 \text{ s}$$

« RPA99 v 2003 » :

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site 3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site 3}) \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) \pi 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad [1]$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,66} \right)^{2/3} = 1.830$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,84} \right)^{2/3} = 1.55$$

On trouve

$$V^x = \frac{0,25(1.83)(1.25)}{5} 61592.69 = 7083.16kN \Rightarrow 0,8V^x = 5666.53kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1.55)(1.25)}{5} 61592.69 = 5966.79kN \Rightarrow 0,8V^y = 4773.43kN$$

$$\text{D'après le fichier des résultats de l'ETABS2016 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 5691.86kN \\ F_2 = V_t^y = 4808.23kN \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y > 0,8V^y$$

$$r_x = 1, r_y = 1$$

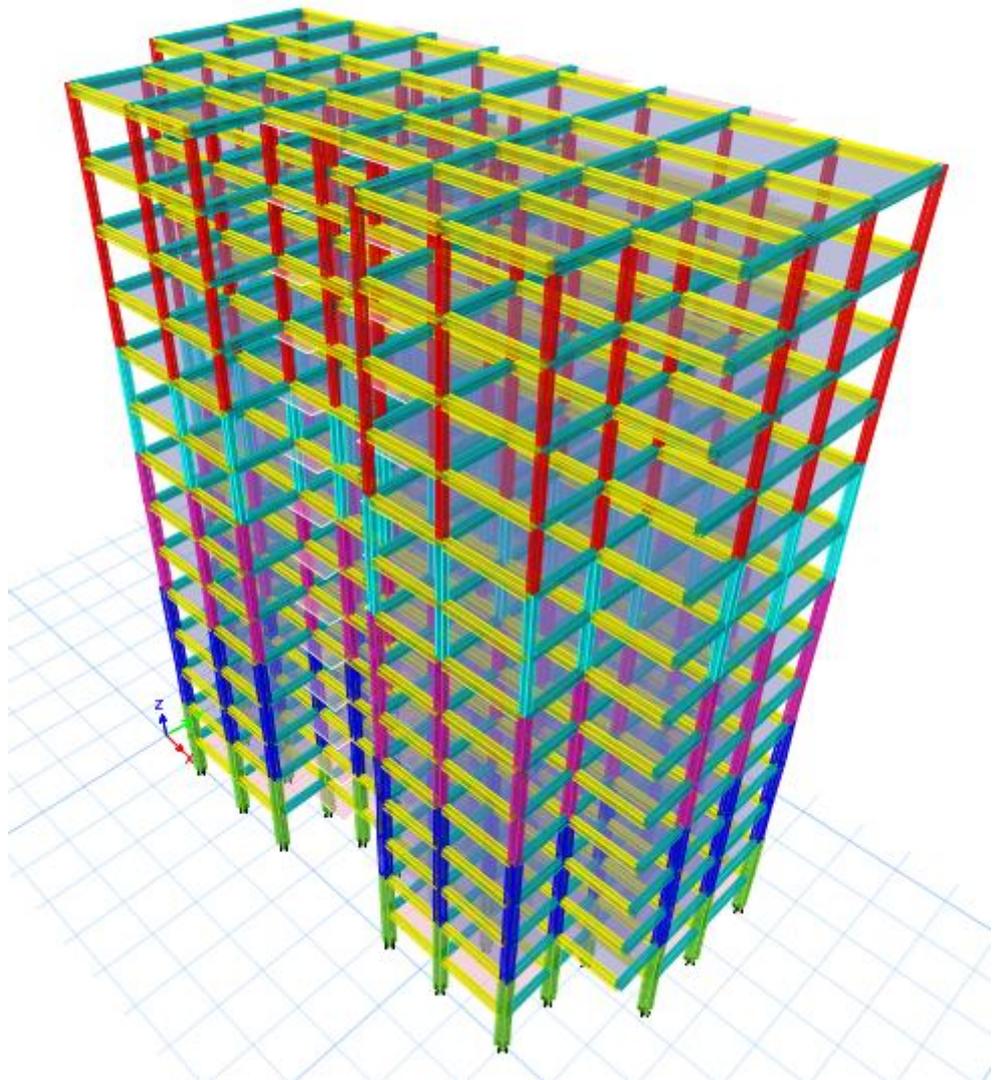
Modèle initial :**Figure IV 2:** Modèle initial.

Tableau IV. 2: Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	2,011	1,977E-06	0,7102	1,977E-06	0,7102
Modal	2	1,763	0,156	0,0001	0,156	0,7102
Modal	3	1,61	0,5554	5,418E-06	0,7115	0,7103
Modal	4	0,733	0	0,1208	0,7115	0,831
Modal	5	0,657	0,0341	7,446E-06	0,7456	0,831
Modal	6	0,607	0,0913	9,891E-07	0,8369	0,831
Modal	7	0,422	0	0,0492	0,8369	0,8802
Modal	8	0,38	0,0143	9,566E-07	0,8512	0,8802
Modal	9	0,352	0,0365	0	0,8877	0,8802
Modal	10	0,295	0	0,0273	0,8877	0,9076
Modal	11	0,269	0,0093	0	0,8969	0,9076
Modal	12	0,25	0,0176	0	0,9145	0,9076

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

CONSTATATIONS :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale : $T=2.011s$

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y

Le 2^{ème} mode est un mode de rotation parallèlement à X-X

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

Remarque :

On a trouvé une rotation dans le 2^{ème} mode donc on va ajouter des voiles de contreventement.

Le “ **RPA99 v 2003** ” rend nécessaire l’introduction des voiles dans le système de contreventement ; c’est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l’analyse.

Le problème qui se pose ici c’est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure. Nous remarquons que la structure est très souple, l’ajout des voiles est nécessaire selon le **RPA99 v 2003** pour rigidifier la structure.

Modèle 1 :

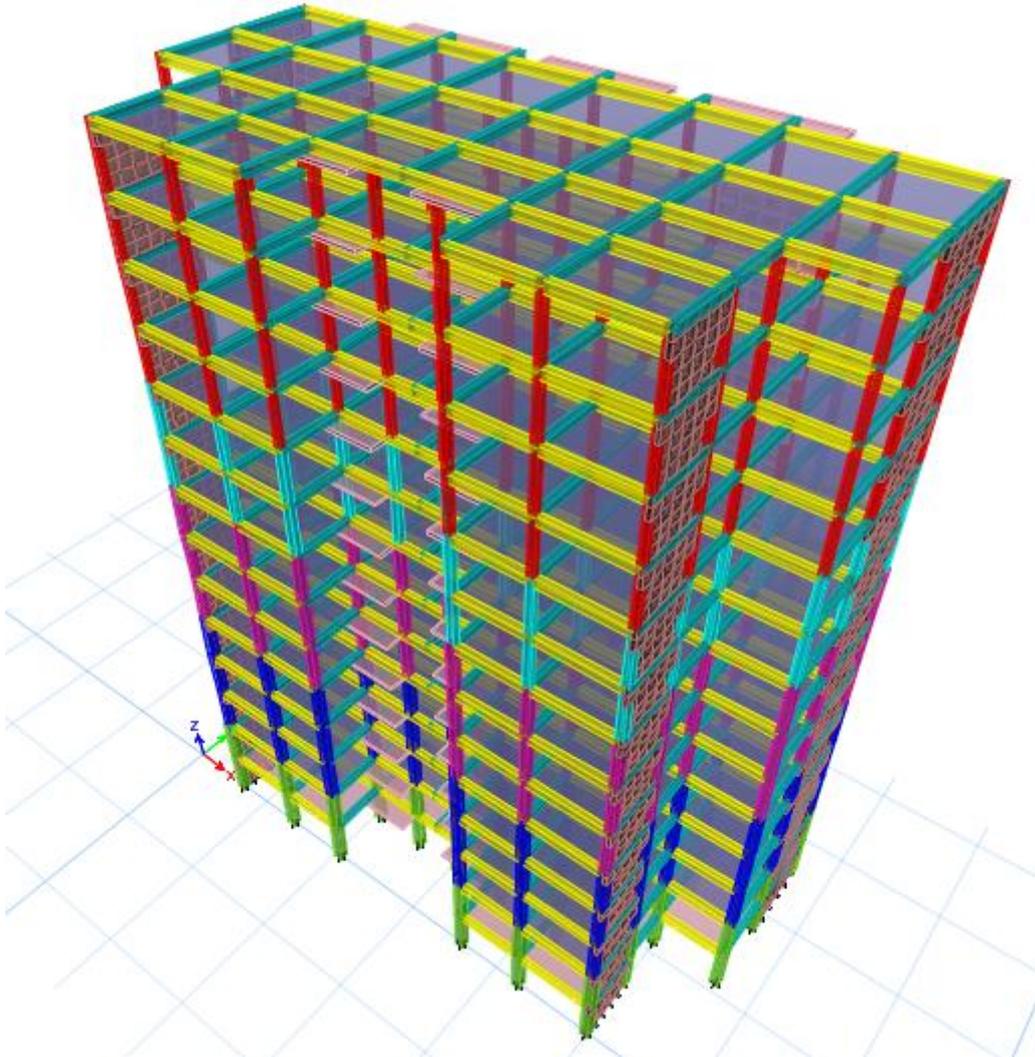


Figure IV 3: Disposition des voiles 3D (modèle 1).

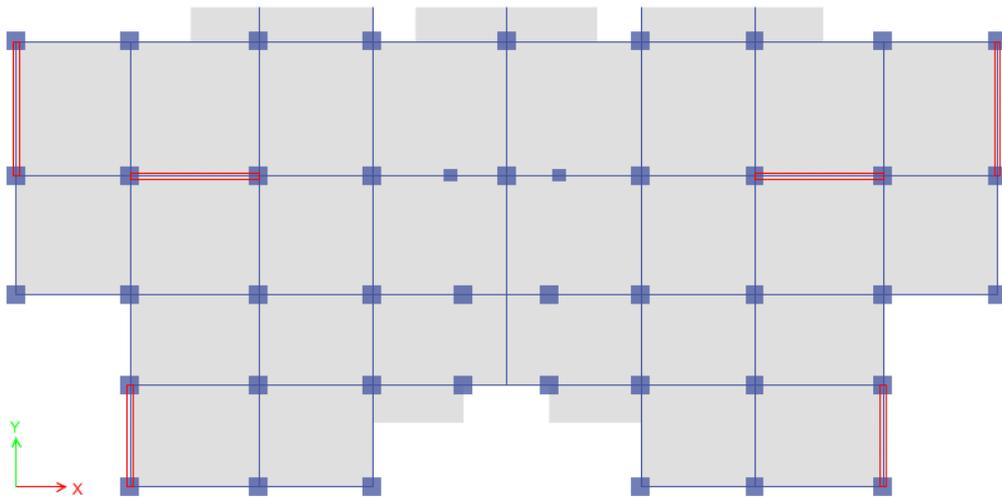


Figure IV.4: Disposition des voiles 2D (modèle 1).

a). Caractéristiques dynamique propre du modèle 1 :

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

Une période fondamentale : $T = 1.338\text{sec}$.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement a x-x.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau IV. 3: Participation massique du modèle 1.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1,338	0	0,6288	0	0,6288
Modal	2	1,257	0,6572	5,006E-07	0,6572	0,6288
Modal	3	1,019	0,0013	1,606E-05	0,6586	0,6288
Modal	4	0,373	0,1556	0	0,8142	0,6288
Modal	5	0,335	0	0,1766	0,8142	0,8054
Modal	6	0,243	0,0003	1,229E-06	0,8145	0,8054
Modal	7	0,174	0,0727	0	0,8872	0,8054
Modal	8	0,144	0	0,0779	0,8872	0,8834
Modal	9	0,105	0,0433	0	0,9305	0,8834
Modal	10	0,103	0,0015	0	0,932	0,8834
Modal	11	0,084	0	0,0475	0,932	0,9308
Modal	12	0,073	0,03	0	0,962	0,9308

b). Résultante des forces sismiques :

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,66}\right)^{0,66} = 1.84 \quad \longrightarrow \quad V_x = \frac{0,25(1.84)(1,20)}{5} \cdot W$$

$$V^x = 0.115 W$$

$$D_y = 2,5 (0,8819) \left(\frac{0,5}{0,84}\right)^{0,66} = 1.55 \quad \longrightarrow \quad V^y = \frac{0,25(1.55)(1,20)}{5} \cdot W$$

$$V^y = 0.0968 W$$

$$W=67097.63 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} V^x = 7716.23 \text{ kN} \\ V^y = 6500.08 \text{ kN} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} 0,8V^x = 6172.98 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 5200.07 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6229.77 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 5193.93 \text{ kN} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} V_t^x > 0.8V^x \\ V_t^y > 0.8V^y \end{cases} \Rightarrow r_x = 1, r_y = 1$$

a). Vérification des déplacements inter-étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RPA99 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être

$$\text{vérifiée : } \Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens

$x-x$ (idem dans le sens $y-y$, Δ_K^y).

Tableau IV.4: Vérification des déplacements inter étages du modèle1.

Z(m)	$\delta_{eK}^x (mm)$	$\delta_{eK}^y (mm)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
42.84	72,825	68,989	364,125	344,945	26,9	30	30.6	verifier
39.78	67,443	62,991	337,215	314,955	28,4	30,6	30.6	verifier
36.72	61,772	56,872	308,86	284,36	29,8	31,1	30.6	verifier
33.66	55,805	50,648	279,025	253,24	31,2	31,5	30.6	non verifier
30.6	49,57	44,358	247,85	221,79	31,4	31,2	30.6	non verifier
27.54	43,287	38,126	216,435	190,63	31,9	30,8	30.6	non verifier
24.48	36,902	31,975	184,51	159,875	31,2	29,6	30.6	non verifier
21.42	30,658	26,049	153,29	130,245	30,7	28,3	30.6	non verifier
18.36	24,51	20,389	122,55	101,945	29,6	26,3	30.6	verifier
15.3	18,596	15,127	92,98	75,635	27	23,5	30.6	verifier
12.24	13,189	10,422	65,945	52,11	24,2	20,3	30.6	verifier
9.18	8,359	6,363	41,795	31,815	20	16	30.6	verifier
6.12	4,355	3,155	21,775	15,775	14,4	10,8	30.6	verifier
3.06	1,482	0,99	7,41	4,95	7,4	5	30.6	verifier

c). Vérification du critère de l'effort normal réduit :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec : B_c : section de poteau

$$N_d : G+Q \pm E$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Vérification l'effort normal réduit.

S_{poteaux}	$N_{d \text{ max}}$	ν	V_{RPA}	Observations
50x50	4990,63	0,80	0.3	non vérifiée
45x45	2926,98	0,58	0,3	non vérifiée
40x40	1732,21	0,43	0,3	non vérifiée
35x35	1130,37	0,37	0,3	non vérifiée
30x30	743,41	0,33	0,3	non vérifiée

NB : l'effort normal réduit a été vérifié dans l'ensemble des étages donc obligé d'augmenter les sections de ces derniers.

Tableau IV.6: nouveau section des poteaux.

Niveaux	section
RDC/1 ^{er}	65x65
2 ^{eme} /3 ^{eme} / 4 ^{eme}	60x60
5 ^{eme} /6 ^{eme} / 7 ^{eme}	55x55
8 ^{eme} / 9 ^{eme}	50x50
10 ^{eme} /11 ^{eme} /12 ^{eme} / 13 ^{eme}	45x45

Modèle 2 :**a). Caractéristiques dynamique propre du modèle 2 :****(Augmentation des sections des poteaux).**

L'analyse dynamique de la structure conduit à :

Une période fondamentale : $T = 0.80$ sec.

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11^{ème} mode.

Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement a x-x.

Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

Tableau IV.7: Participation massique du modèle 2.

Case	Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	1,165	0	0,6371	0	0,6371
Modal	2	1,07	0,6769	0	0,6769	0,6371
Modal	3	0,884	1,42E-05	1,34E-05	0,677	0,6371
Modal	4	0,314	0,1458	0	0,8228	0,6371
Modal	5	0,292	0	0,1746	0,8228	0,8117
Modal	6	0,213	0,0005	1,22E-06	0,8233	0,8117
Modal	7	0,152	0,0692	0	0,8924	0,8117
Modal	8	0,128	0	0,0772	0,8924	0,8889
Modal	9	0,093	0,0364	0	0,9288	0,8889
Modal	10	0,093	0,0051	0	0,9339	0,8889
Modal	11	0,076	0	0,0452	0,9339	0,9341
Modal	12	0,066	0,0264	0	0,9603	0,9341

b). Résultantes des forces sismiques :

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,66}\right)^{0,66} = 1.84 \quad \longrightarrow \quad V_x = \frac{0,25(1.84)(1,20)}{5} \cdot W$$

$$V^x = 0.115 W$$

$$D_y = 2,5 (0,8819) \left(\frac{0,5}{0,84}\right)^{0,66} = 1.55 \quad \longrightarrow \quad V^y = \frac{0,25(1.55)(1,20)}{5} \cdot W$$

$$V^y = 0.0968 W$$

$$W = 73175.55 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V^x = 8415.19 \text{ kN} \\ V^y = 7088.88 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 6732.15 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 5671.11 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 6808.49 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 5745.32 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_t^x < 0.8V^x \\ V_t^y < 0.8V^y \end{cases} \Rightarrow r_x = 1, r_y = 1$$

Tableau IV.8: Vérification des déplacements inter étages de modèle 2.

Z(m)	δ_{eK}^x (mm)	δ_{eK}^y (mm)	δ_K^x (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^x (mm)	Δ_K^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
42.84	51,562	53,804	257,81	269,02	15,8	21,8	30.6	verifier
39.78	48,398	49,437	241,99	247,185	17,1	22,6	30.6	verifier
36.72	44,981	44,915	224,905	224,575	18,1	23,3	30.6	verifier
33.66	41,363	40,264	206,815	201,32	19,9	23,8	30.6	verifier
30.6	37,393	35,496	186,965	177,48	21	24	30.6	verifier
27.54	33,203	30,695	166,015	153,475	22,2	24	30.6	verifier
24.48	28,761	25,894	143,805	129,47	22,6	23,5	30.6	verifier
21.42	24,239	21,201	121,195	106,005	22,9	22,6	30.6	verifier
18.36	19,654	16,677	98,27	83,385	22,6	21,2	30.6	verifier
15.3	15,127	12,439	75,635	62,195	21,3	19,1	30.6	verifier
12.24	10,864	8,613	54,32	43,065	19,5	16,6	30.6	verifier
9.18	6,962	5,293	34,81	26,465	16,5	13,2	3.06	verifier
6.12	3,658	2,649	18,29	13,245	12,2	9,1	3.06	verifier
3.06	1,218	0,828	6,09	4,14	6,1	4,1	3.06	verifier

Tableau IV.9: Vérification l'effort normal réduit.

S_{poteaux}	$N_{\text{d max}}$	ν	VRPA	Observations
65x65	3000,24	0,28	0,3	vérifiée
60x60	2135,69	0,24	0,3	vérifiée
55x55	1851,15	0,24	0,3	vérifiée
50x50	1213,71	0,19	0,3	vérifiée
45x45	800,12	0,16	0,3	vérifiée

• **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau

K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

Tableau IV.10: Vérification l'effet p- Δ inter étages du modèle final.

Niveau	PK(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Δx (mm)	Δy (m)	Hk(m)	θ_x	θ_y	condition	observation
13	5313,42	2116,51	1129,06	0,0032	0,0044	3.06	0,001	0,003	0,1	vérifiée
12	10075,51	2110,24	1918,21	0,0034	0,0045	3.06	0,002	0,003	0,1	vérifiée
11	14793,56	2811,35	2475,88	0,0036	0,0047	3.06	0,002	0,004	0,1	vérifiée
10	19511,61	3424,55	2935,74	0,0040	0,0048	3.06	0,004	0,006	0,1	vérifiée
9	24372,08	3955,05	3348,31	0,0042	0,0048	3.06	0,006	0,008	0,1	vérifiée
8	29232,55	4422,86	3707,30	0,0044	0,0048	3.06	0,007	0,008	0,1	vérifiée
7	34251,50	4856,32	4031,08	0,0045	0,0047	3.06	0,005	0,007	0,1	vérifiée
6	39270,45	5257,30	4354,46	0,0046	0,0045	3.06	0,006	0,007	0,1	vérifiée
5	44289,40	5623,32	4667,91	0,0045	0,0042	3.06	0,005	0,006	0,1	vérifiée
4	49482,90	5959,86	4949,81	0,0043	0,0038	3.06	0,005	0,005	0,1	vérifiée
3	54676,40	6242,94	5200,21	0,0039	0,0033	3.06	0,004	0,004	0,1	vérifiée
2	59869,90	6467,54	5426,93	0,0033	0,0026	3.06	0,003	0,003	0,1	vérifiée
1	65254,01	6651,39	5609,78	0,0024	0,0018	3.06	0,002	0,002	0,1	vérifiée
RDC	73175,55	6808,50	5745,33	0,0012	0,0008	3.06	0,001	0,001	0,1	vérifiée

Vu les résultats obtenus des conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligé.

• JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par "RPA99 v 2003", Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

• Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 86809.26$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 9567.42$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 11.02 \% > 20\%$.

- **Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales repris par les portiques :**

Tableau IV.11: Distribution des efforts tranchant sens x-x.

Niveau	E Poteau(KN)	E Total (KN)	Ep/Et(%)	observations
	Ex	Ex	Ex	Ex
13	1217,75	2116,51	57,54	Ok
12	2057,58	2110,24	97,50	Ok
11	2345,81	2811,35	83,44	Ok
10	2434,84	3424,55	71,10	Ok
9	3116,83	3955,05	78,81	Ok
8	3039,16	4422,86	68,71	Ok
7	3518,13	4856,32	72,44	Ok
6	3561,51	5257,30	67,74	Ok
5	3554,72	5623,32	63,21	Ok
4	3689,17	5959,86	61,90	Ok
3	3369,22	6242,94	53,97	Ok
2	2629,09	6467,54	40,65	Ok
1	2748,13	6651,39	41,32	Ok
RDC	3433,86	6808,50	50,43	Ok

Tableau IV.12: Distribution des efforts tranchant sens y-y.

Niveau	E Poteau(KN)	E Total (KN)	Ep/Et(%)	observations
	Ey	Ey	Ey	Ey
13	1071,32	1129,06	94,89	Ok
12	1426,55	1918,21	74,37	Ok
11	1550,82	2475,88	62,64	Ok
10	1327,89	2935,74	45,23	Ok
9	1804,94	3348,31	53,91	Ok
8	1664,97	3707,30	44,91	Ok
7	2018,6	4031,08	50,08	Ok
6	1996,59	4354,46	45,85	Ok
5	1741,85	4667,91	37,32	Ok
4	1761,81	4949,81	35,59	Ok
3	1630,43	5200,21	31,35	Ok
2	1679,04	5426,93	30,94	Ok
1	1618,89	5609,78	28,86	Ok
RDC	1654,25	5745,33	28,79	Ok

- Les conditions sont vérifiées donc le coefficient de comportement dynamique R est pris égal à 5.

- **Conclusion :**

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle final étaient de :

Comparer l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente ($=0.8 \cdot V_{(mse)}$) qui ne doit pas dépassé la résultante des forces a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ,cet effort($0.8 \cdot V_{(mse)}$) représente l'effort tranchant minimale.

- Vérifier les déplacements inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- L'effort normal réduit pour prendre en considération l'écrasement du béton sous la composante verticale du séisme.
- Justifier le choix de facteur de comportement qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure, il dépend du système de contreventement de la structure.

Dans notre cas on a choisi un facteur $R=5$ vu que les voiles qui doivent reprennent plus 20% des charge verticale :(11,02%).

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

V.1. INTRODUCTION :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91[3]** et le **RPA99 v 2003 [1]**.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

Section entièrement tendue SET.

Section entièrement comprimée SEC.

Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

Béton: $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

Béton: $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$

Acier: $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$

V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Situation durable : $1,35G+1,5Q$ et $G+Q$

Situation accidentelle : $G+Q+E$ et $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charge permanente.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N^{\max} , M^{corr}

2- M^{\max} , N^{corr}

3- N^{\min} , M^{corr}

V.2.3. Recommandation selon RPA99 v 2003:

D'après le **RPA99 v 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

* $0,9 \pi \frac{A_s}{B} \pi 4\%$ Zone courante (Z.C)

* $0,9 \pi \frac{A_s}{B} \pi 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

Le diamètre minimal est de 12mm.

La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Situation accidentelle :

Combinaison : **0.8G+E**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.1: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm^2)
RDC => 1 ^{er}	65x65	-2075.82	99.99	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} => 4 ^{ème}	60x60	-1747.27	71.55	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} => 7 ^{ème}	55x55	-1302.89	31.21	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} => 9 ^{ème}	50x50	-853.37	50.08	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} => 13 ^{ème}	45x45	-562.06	44.38	SEC	0	0	18.22

Combinaison : **0.8G+E**

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.2: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	-9.23	20.13	SPC	0	0.55	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	-24.08	35.22	SPC	0	0.98	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	-12.42	51.21	SPC	0	1.84	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	-4.55	38.08	SPC	0	1.57	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	-0.99	72.57	SPC	0	3.48	18.22

Combinaison : **0.8G+E**

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau V.3: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	129.29	-1521.28	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	135.78	-1015.45	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	143.42	-699.56	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	139.83	-457.51	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	127.21	-98.20	SEC	0	0	18.22

Combinaison : **G+Q+E**

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.4: Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	-3000.24	89.24	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	-2135.69	117.68	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	-1851.15	65.71	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	-1213.71	58.89	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	-800.12	-53.21	SEC	0	0	18.22

Combinaison : G+Q+E

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.5: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	-223.73	3.88	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	-153.92	24.9	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	-121.42	52.15	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	-89.36	53.29	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	-13.5	-69.99	SEC	0	0	18.22

Combinaison : G+Q+E

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Tableau V.6: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	136.27	-1040.51	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	197.511	-1311.78	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	146.74	-888.95	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	141.4	-876,5	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	129.19	-51.54	SEC	0	0	18.22

Combinaison : 1.35G+1.5Q

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau V.7: Ferrillages des poteaux situation accidentelle ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	-3603.40	30.65	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	-2942.4	37.84	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	-2170.87	25.8	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	-1428.92	27.09	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	-949.35	-27.25	SEC	0	0	18.22

Combinaison : 1.35G+1.5Q

b. ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$)**Tableau V.8:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{\min}, M^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	-1121.87	15.94	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	-835.41	20	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	-560.20	23.56	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	-386.12	24.57	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	-61.46	-38.02	SEC	0	0	18.22

Combinaison : 1.35G+1.5Q

c. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)**Tableau V.9:** Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{cor} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{\min}$ (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	67.06	-2036.73	SEC	0	0	38.02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	30	-1446.24	SEC	0	0	32.4
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	31.09	-1675.06	SEC	0	0	27.22
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	26.06	-1166.75	SEC	0	0	22.5
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	39.3	-248.87	SEC	0	0	18.22

V.2.4. Choix des armatures :**Tableau V. 10:** Choix des armatures des poteaux.

NIVEAU	SECTION [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]	$A_{s\text{ necc}}$ [cm ²]	Choix des barres	$A_{s\text{ choisit}}$ [cm ²]
RDC =>1 ^{er}	65x65	38.02	0	12T20+4T16	45.72
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	32.4	0,71	4T20+12T16	36.68
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	27.22	1,27	4T20+8T16	28.64
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	22.5	1,87	12T16	24.12
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	18.22	1.96	12T14	18.48

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (voir annexe), puis elles sont comparées aux contraintes limites :

Béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6F_{bc} = 15MPa$$

b. Acier :

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

Avec :

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{Ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \boxed{250MPa}$$

a. N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :

Tableau V.11 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{max} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC => 1 ^{er}	65x65	-3352.31	27.11	110.2	250	7.38	15	Vérifiée
2 ^{ème} => 4 ^{ème}	60x60	-2745.27	33.45	107	250	7.19	15	Vérifiée
5 ^{ème} => 7 ^{ème}	55x55	-2025.17	22.84	92.8	250	6.24	15	Vérifiée
8 ^{ème} => 9 ^{ème}	50x50	-370.59	22.96	28	250	1.94	15	Vérifiée
10 ^{ème} => 13 ^{ème}	45x45	-886.73	67.3	54	250	4.6	15	Vérifiée

b. N_{ser}^{cor} ; M_{ser}^{max} :

Tableau V.12: Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser}^{min} (kNm)	M_{ser}^{corr} (kN)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC => 1 ^{er}	65x65	-1079.2	14.83	36.8	250	2.74	15	Vérifiée
2 ^{ème} => 4 ^{ème}	60x60	-802.63	18.67	33.7	250	2.27	15	Vérifiée
5 ^{ème} => 7 ^{ème}	55x55	560.20	31.5	24.1	250	2.16	15	Vérifiée
8 ^{ème} => 9 ^{ème}	50x50	-370.59	22.96	28	250	1.98	15	Vérifiée
10 ^{ème} => 13 ^{ème}	45x45	59.07	36.02	27.3	250	2.12	15	Vérifiée

c. N_{\min}^{ser} ; $M_{\text{cor}}^{\text{ser}}$:**Tableau V.13:** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	$M_{\text{max}}^{\text{ser}}$ (kNm)	$N_{\text{cor}}^{\text{ser}}$ (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC => 1 ^{er}	65x65	59.7	-1928.05	73.1	250	4,95	15	Vérifiée
2 ^{ème} => 4 ^{ème}	60x60	33.45	-2745.63	107	250	7.19	15	Vérifiée
5 ^{ème} => 7 ^{ème}	55x55	34.16	-925.67	50.5	250	3.44	15	Vérifiée
8 ^{ème} => 9 ^{ème}	50x50	29.21	-1109.72	67	250	4,65	15	Vérifiée
10 ^{ème} => 13 ^{ém}	45x45	39.30	-248.87	33,8	250	2,43	15	Vérifiée

V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :**V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant à l'état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le BAEL 91 modifié 99 [3] :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon le RPA99 v 2003 [1] :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élanement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élanement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _a	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC => 1 ^{er}	65x65	34,33	0,09	16,48	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
2 ^{ème} => 4 ^{ème}	60x60	20.62	0,07	14,42	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
5 ^{ème} => 7 ^{ème}	55x55	21.82	0,08	15,73	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
8 ^{ème} => 9 ^{ème}	50x50	22.61	0,10	17,31	0,075	1,87	2,5	Vérifiée
10 ^{ème} => 13 ^{ém}	45x45	31.15	0,17	19,23	0,075	1,87	2,5	Vérifiée

V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 v 2003**; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 [3] :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

Ø_t : Diamètre des armatures transversales.

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA99 v 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_{et}}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.15 : Espacements maximales selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC => 1 ^{er}	65x65	12T20+4T16	16	10	15
2 ^{ème} => 4 ^{ème}	60x60	4T20+12T16	16	10	15
5 ^{ème} => 7 ^{ème}	55x55	4T20+8T16	16	10	15
8 ^{ème} => 9 ^{ème}	50x50	12T16	16	10	15
10 ^{ème} => 13 ^{ème}	45x45	12T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC =>1 ^{er}	65x65	3,09	4,75	2,5	34.33	N	10	0,26	8T8	4,02
						C	15	0,4	8T8	4,02
2 ^{ème} =>4 ^{ème}	60x60	2.5	4,16	2,5	20.62	N	10	0,17	8T8	4,02
						C	15	0,26	8T8	4,02
5 ^{ème} =>7 ^{ème}	55x55	2.5	4,55	2,5	21.82	N	10	0,2	4T8	2,01
						C	15	0,3	4T8	2,01
8 ^{ème} =>9 ^{ème}	50x50	2.5	5	2,5	22.61	N	10	0,23	4T8	2,01
						C	15	0,34	4T8	2,01
10 ^{ème} =>13 ^{ème}	45x45	2.5	5,55	3,75	31.15	N	10	0,52	4T8	2,01
						C	15	0,78	4T8	2,01

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : L_r=50Ø_l en **zone III**.

Pour :

Ø=20mm.....L_r=100cm

Ø=16mm.....L_r=80cm

Ø=14mm.....L_r=70cm

V.2.6.3. Ferrailage des poteaux sous-sol sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_c}$$

- B_r : Section réduite du poteau considéré (B_r= (a-2) (b-2)) cm²
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- λ = $\frac{L_f}{i}$
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau ($B=a \times b$).
- N_u : L'effort normal maximal.
- La longueur de flambement $L_f=0,7l_0$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

On a déterminé l'effort normal réduit avec ETABS 16

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de : N_u (sous-sol) = **3402,74 KN**

d. Calcul du ferraillage :

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 18,76 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 3,10 \times 10^4}{18,76} = 11,56 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83$
- $Br = (65 - 2)^2 = 3969 \text{ cm}^2$
- $As = -73,60 \text{ cm}^2 < 0$

D'où:

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 38 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol à donner une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC,

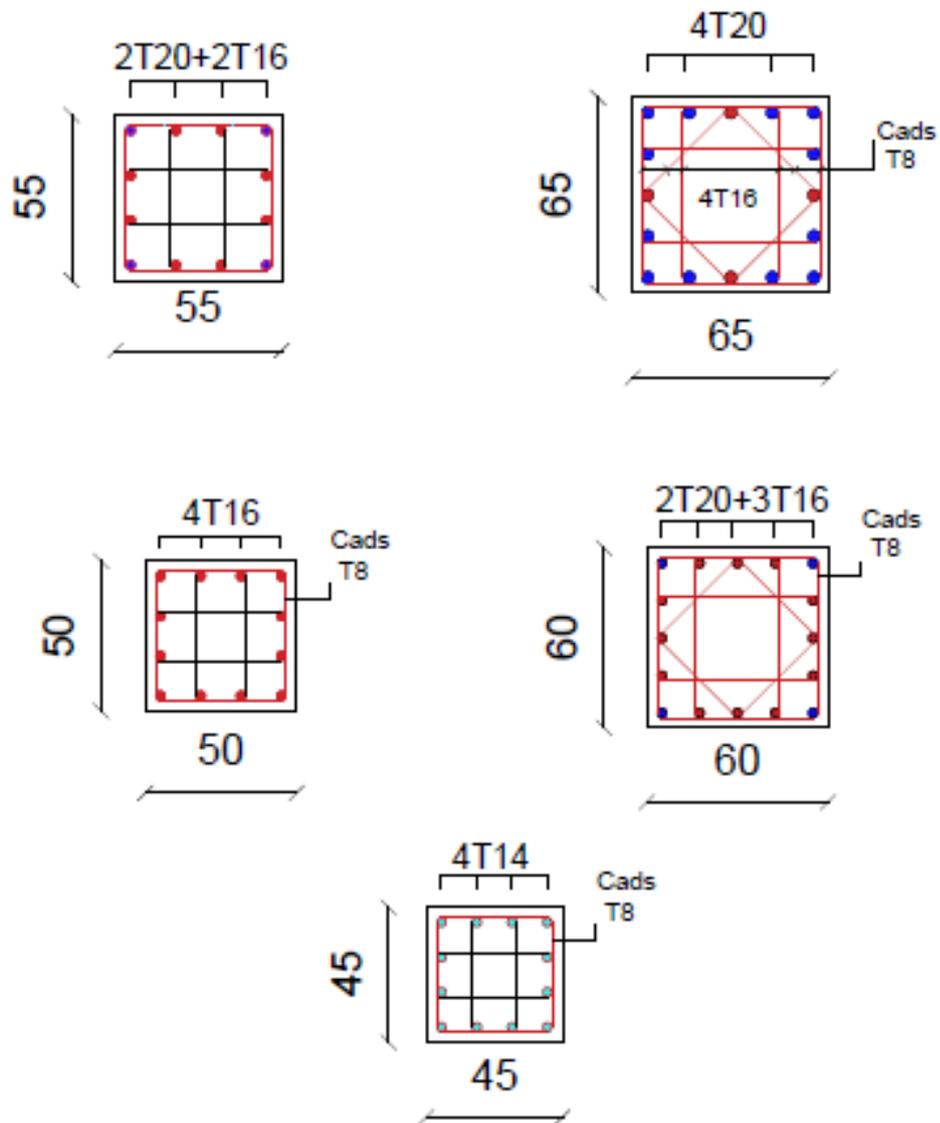


Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES :**V.3.1.Introduction :**

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2. Les combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " CBA 93 "[6] :
 - E.L.U : $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S : $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " RPA 99 version 2003 " :
 - $0.8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

V.3. 3.Recommandation du rpa99 version 2003 :

Selon Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.

➤ $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 St. L$.

L : longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (Zone nodale).

- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (Zone courante).

h : hauteur de la poutre.

ϕ : Le plus grand diamètre d'acier.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ MPa.

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa.
- Acier : $\gamma_s = 1$; FeE 500 ; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.4.Calcul du ferraillage :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel **ETABS**.

On dispose un seul type de poutre :

- Poutre porteuse 30 x 45 (cm)
- Poutre non porteuse 30 x 40 (cm)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**SOCOTEC**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_s : représente les armatures de la fibre inférieure (tondue).

A'_s : représente les armatures de la fibre supérieure (comprimée).

➤ **Poutre porteuse (30x 45)**

a. **Situation durable 1,35G+1,5Q :**

Tableau V. 17: Ferraillage des poutres porteuses (30x45) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x45	Travée	55.35	4.89	0	8,75
		Appui	-83.39	7.6	0	8,75

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:**Tableau V. 18:** Ferrailage des poutres porteuses (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x45	Travée	177.62	15.1	0	8,75
		Appui	-237.32	21.81	0	8,75

c. Situation accidentelle $0.8G\pm E$:**Tableau V. 19:** Ferrailage des Poutres porteuse (30x45) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x45	Travée	179.77	15.32	0	8,75
		Appui	-221.83	19.93	0	8,75

➤ Poutre non porteuse (30x 40)**a. Situation durable $1,35G+1,5Q$:****Tableau V.20:** Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Durable).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 40	Travée	59.32	5.3	0	6,75
		Appui	-64.09	5.77	0	6,75

b. Situation accidentelle $G+Q\pm E$:**Tableau V.21:** Ferrailage des poutres porteuses (30x40) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 40	Travée	152.33	12.86	0	6,75
		Appui	-163.99	14.05	0	6,75

c. Situation accidentelle 0.8G±E :

Tableau V.22: Ferraillage des Poutres porteuse (30x40) (Situation Accidentelle).

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kNm)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
	30x 40	Travée	146.77	12.3	0	6,75
		Appui	-157.90	13.42	0	6,75

●Choix des armatures :

Poutre porteuse (30x 45) :

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres porteuses 30x40.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _{ps} ^{ad} (cm ²)
	30x45	Travée	54	81	6.75	15.32	4T16+4T16	16.08
		Appuis				21.81		4T20+4T20

Tableau V.24: Choix des armatures pour les poutres non porteuses 30x40.

Poutres du plancher	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} (Z.C)(cm ²)	A _s ^{max} (Z.R)(cm ²)	A _{sRPA} ^{min} cm ²	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _{ps} ^{ad} (cm ²)
	30x40	travée	48	72	6	12.86	3T20+2T16	13.44
		appuis				14.05		3T20+2T20

V.3.5. Condition de non fragilité :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit vérifier la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; F_e=500\text{MPa}$$

Tableau V. 25: Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
Poutre 30x45	16.08	1.17	Vérifiée
Poutre 30x40	13.44	1,04	Vérifiée

V.3.6.Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

Béton ^[1]

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Acier ^[1]

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{min}\left(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} \pi \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

a. Poutres porteuses (35x 50)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.26: Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Poutre p	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	$\sigma-s$ (MPa)	Vérification
Travée	49.51	16.08	8.31	15	ok	131.8	250	ok
Appuis	-77.91	25.13	5.31	15	ok	126.4	250	ok

Donc :

$$\text{Travée } A_{S_t} = 16.08 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T16$$

$$\text{Appui } A_{S_A} = 25.13 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T20 + 4T20$$

b. Poutres non porteuses (30x 45)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.27: Vérification des poutres non porteuses à l'ELS.

Poutre S	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{-bc} (MPa)	Vérification	Σs (MPa)	$\sigma-s$ (MPa)	Vérification
Travée	53.60	13.44	6.88	15	ok	78.9	250	ok
Appuis	-57.01	15.71	7.02	15	ok	150.3	250	ok

Donc :

$$\text{Travée } A_{S_t} = 13.44 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T20+2T16$$

$$\text{Appui } A_{S_A} = 15.71 \text{ cm}_2 \rightarrow 3T20+2T20$$

V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V. 28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveau	Section (cm ²)	$T_{u \text{ max}}$ (kN)	τ_u (MPa)	τ_u BAEL add (MPa)	Vérification
RDC-9 ^{ème}	Poutre 30x45	131.57	1,08	2,5	Ok
RDC-9 ^{ème}	Poutre 30x40	96.92	0.89	2,5	Ok

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500$ MPa).

Selon le BAEL 91 modifié 99 [1] :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

Selon le RPA 99 version 2003 [2] :

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\text{cm}\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \quad \text{Avec :} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.29: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL S _t (cm)	Ø ₁ mm	RPA99		S _t ^{adp}		A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{BAEL} (cm ²)	Choix
					S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN (cm)	ZC (cm)			
Poutre 30x45	131.57	1,08	40	20 et 16	11.25	22.5	10	20	1,05	1,64	6T8
Poutre 30x40	96.92	0.89	40	16	10	20	10	20	0.9	0,87	4T8

V.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales :

L_r = 50Ø (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

- Ø=20mm L_r=100cm
- Ø=16mm L_r=80cm

V.3.9. Arrêt des barres [1] :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L_{gauche} ; L_{droite})

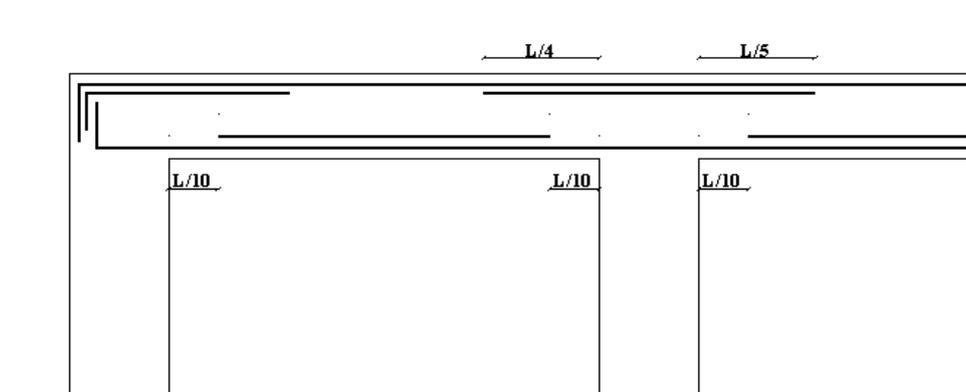


Figure V.2: arrêts des barres.

V.3.10. Vérification de la flèche :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}.$$

$$\text{Tel que : } f_1 = \frac{L}{500} = 0.94 \text{ cm} \Rightarrow L = 4,7 < 5 \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{L}{500} = 0.95 \text{ cm} \Rightarrow L = 4,75 < 5 \text{ m}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

Tableau V.31: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

Section (cm ²)	Longueur (m)	M _{ser} (KNm)	A _s ^{adp} (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	f _i (cm)	f _v (cm)	Δf _t (cm)	\bar{f} (cm)
30x45	4.7	49.51	16.08	401867.73	1.25	3.15	1.89	9.4
30x40	4,75	53.60	10,05	268869.12	2.38	5.6	3.22	9,5

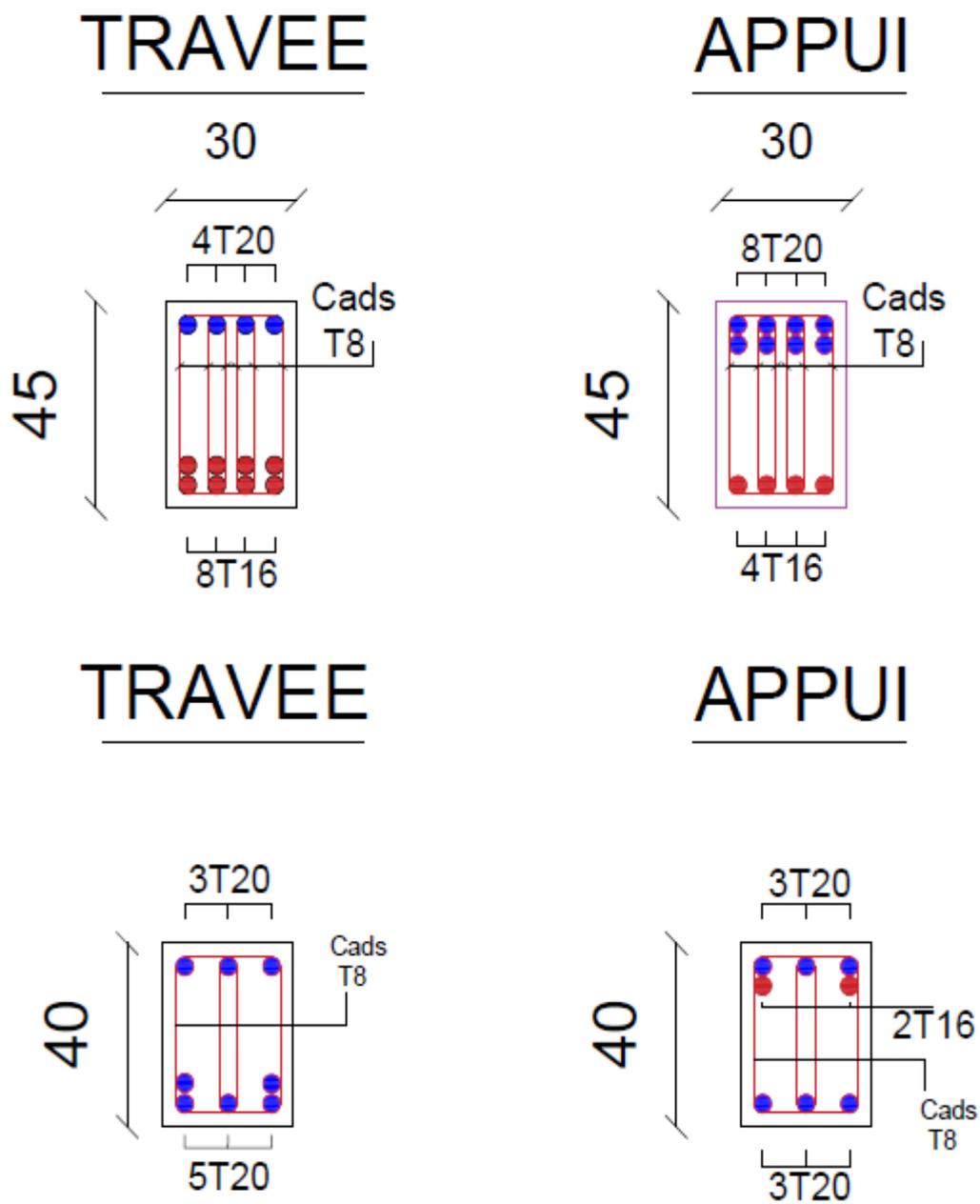


Figure V. 3: schéma de ferraillage de poutres non porteuses.

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :**V.4.1. GENERALITES :**

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;

En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Remarque :

Le rôle des voiles et murs est :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers.
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu).

De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché ».

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

Au droit des ouvertures (concentration de contraintes), a leur jonction avec les planchers (chaînages) et a leurs extrémités.

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends.

Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur hors plan est négligeable. La rigidité d'un élément résistant aux efforts latéraux va en diminuant depuis le mur de contreventement plein jusqu'au portique, en passant par le mur de contreventement percé d'ouvertures.

Ce sont des éléments en béton armé ou non armé assurant, d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement). Les murs voiles peuvent donc être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations superficielles ou sur pieux.

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limite d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent, de telle sorte que les déformations élastiques de leurs éléments constitutifs sont faibles par rapport à la déformation de l'ensemble. En général, la déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversement.

La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

V.4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferraillage classique du voile en béton armé est composé :

D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{v0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_v)

D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H

Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

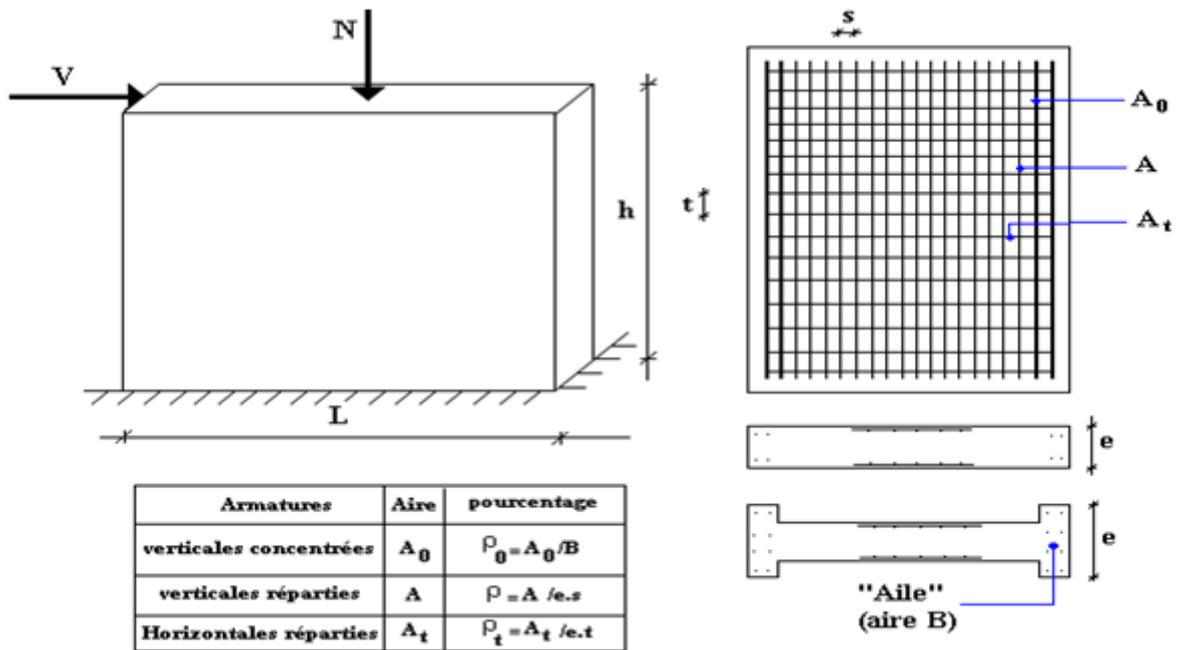


Figure V.4: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

V.4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLlicitATIONS NORMALES :

Conditions d'application:

La longueur d du mur : $d \geq 5a$

L'épaisseur a du mur :

$a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.

$a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.

$a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$

Le raidisseur d'extrémité r : $r \geq 3a$

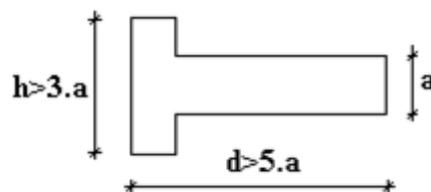


Figure V.5: Définition de l'élément mur.

Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l: la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l, en fonction de ses liaisons avec le

plancher. Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.32: Valeurs de (l_f/l)

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Effort de compression ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b)

a: épaisseur du voile

d: longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$)

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V.33: Calcul de $\sigma_{u\text{lim}}$.

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voile non armé verticalement
Elancement	λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
Pour $\lambda \leq 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 80$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u\text{lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	kPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\text{lim}}}{ad}$

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\text{lim}} = \frac{N_{u\text{lim}}}{a d}$ que nous appelons σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\text{lim}}$

Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\text{lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

1- Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre a

1- Aciers verticaux, aciers horizontaux :**Tableau V.34:** Aciers verticaux et horizontaux.

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Espacement maximal entre axes	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
Acier minimal Pourcentage minimal	$A_{sv} \geq \rho_v d a$ $\rho_v = \text{Max} \left[0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v\text{Max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2- Aciers transversaux : (perpendiculaire aux parements)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u \text{ lim}}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t)

Tableau V.35: Aciers transversaux.

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12 \text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

V.4.4. PROCEDURE DE FERRAILLAGE DES TRUPEAUX

V.4.4.1. Introduction :

Pour le ferraillage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L 91** et **RPA99 v 2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferraillage (ou ferraillage adéquat).

V.4.4.2 Méthode simplifiée basée sur les contraintes :(Calcul des aciers verticaux) :

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction

1 - ZONE COMPRIMEE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA99 v 2003})$.

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v \dots \dots \dots (1)$$

Où $\Delta s = e \cdot l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S : Cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

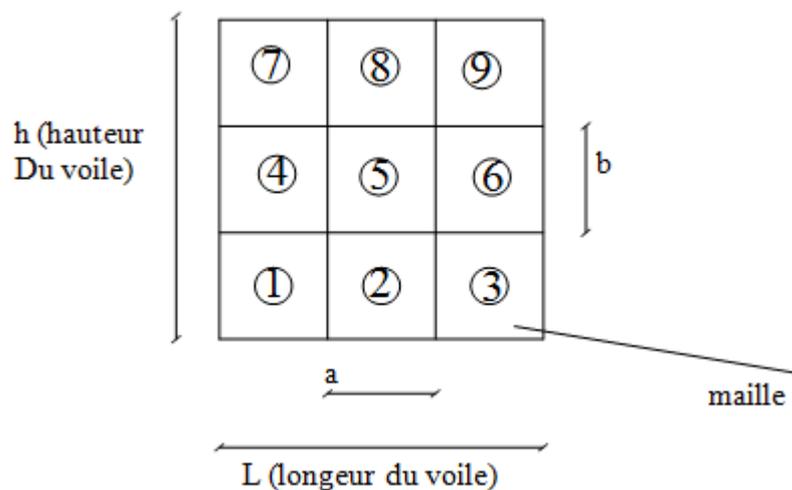


Figure V.6: Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille dont le ferraillage est calculé par l'équation (1) dans le cas de la traction.

V.4.4.3. Aciers Horizontaux:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment défini})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ Est donnée par l'inter face graphique de l'**ETABS2016**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau)

$$A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

V.4.4.4. Préconisation du règlement parasismique algérien (RPA99 v 2003) :**1- Aciers verticaux :**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,15%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,15 % de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

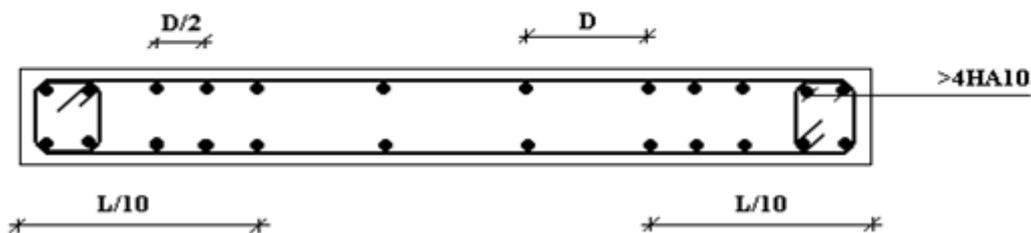


Figure V.7: Disposition des Armatures verticales dans les voiles

2- Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

3- Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile 0,15%

En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des

$$\text{deux valeurs suivantes : } S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

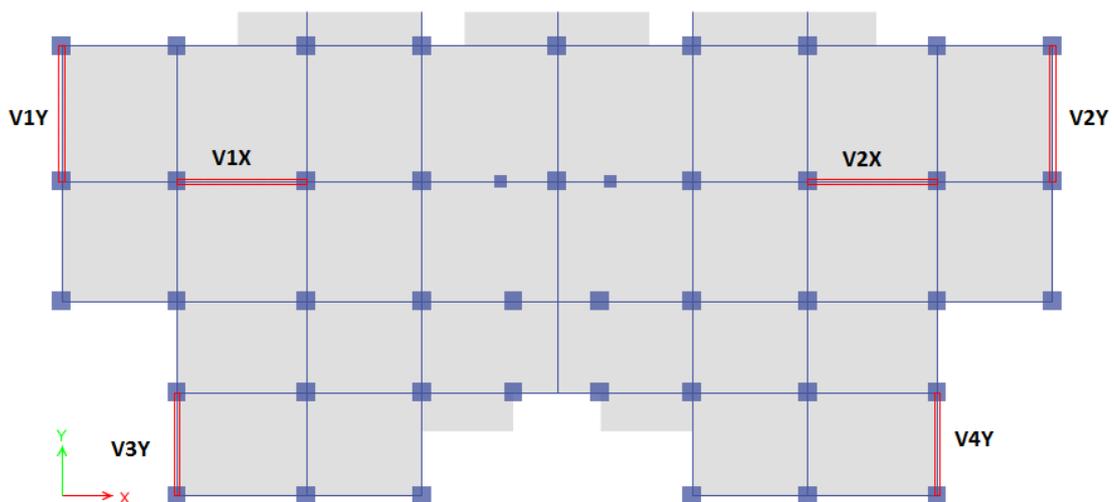


Figure V.8 : Disposition des voiles.

4- Exemple de calcul (voile V1X) :

Soit le voile de longueur

$$L = 4.5 \text{ m}$$

$$a = 0,20 \text{ m (épaisseur)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur d'étage)}$$

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0.9 \text{ m}$ et de section

$$S_i = L^i \cdot (a).$$

Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 3,06 d'où la hauteur libre est égale à :

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2.61 \text{ m} \quad (0,45 \text{ m : hauteur de la poutre})$$

Tableau V.36: Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	2.21	2.088
Elancement λ		38.48	36.17
Coefficient α		0.49	0.70
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1 \text{ m}$	M^2	0.16	0.16
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1 \text{ m}$	MPa	10.64	15.58

Remarque:

$$\sigma_{ba} = 15,58 \text{ MPa correspondant à } A_s = 0,1\% \text{ de } B_{et}$$

$$B_{et} = (0,2) (0,9) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.37: Calcul des armatures verticales de l'exemple.

Maile (ou élément de voile)	1	2	3	4	5
Dimensions (m²) $(a \cdot l^i) = S_j$	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Contrainte moyenne par bande σ_j(MPa)	11,4	4,72	2,7	6,57	11,5
Force de traction F_t(MN) = $\sigma_j S_j$	2,05	0,85	0,49	1,18	2,07
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle $\gamma_s = 1$)	41,04	16,99	9,72	23,65	41,4
Aciers minimaux (cm²) Selon BAEL: $0,1\% S_{\text{béton}}$ Selon RPA99: $0,15\% S_{\text{béton}}$	1,8 3,6	1,8 3,6	1,8 3,6	1,8 3,6	1,8 3,6
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i : espacement (Cm)	2*7T20 $A_s = 43,96 \text{ cm}^2$ St=90/6 =15cm	2*7T16 $A_s = 28,14 \text{ cm}^2$ St=90/6 =15cm	2*7T12 $A_s = 15,82 \text{ cm}^2$ St=90/6 =15cm	2*7T16 $A_s = 28,14 \text{ cm}^2$ St=90/6 =15cm	2*7T20 $A_s = 43,96 \text{ cm}^2$ St=90/6 =15cm
$S \leq (1,5 a, 30 \text{ cm})$ $S \leq 30 \text{ cm}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

➤ **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,46 (200)(0,9)}{500} 1,4 = 8,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 8,09 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

➤ **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$$S_{t \min} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1,46) (200) (300)10^{-2}}{(0,8) (500) (0,8)} = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_V ; A_V = \{\text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé}\}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (43,96) = 29,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{hmin} = A(0,15\%) = \frac{0,15}{100} (20)(0,9) = 2,7 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{min})$$

$$\text{Soit : } 2 \times 10 \text{T}14 = 30,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{900}{9} = 100 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 100 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm} \dots \dots \text{ Vérifié}$

V.5. PRESENTATION DES RESULTATS :**Tableau V.38 :** Caractéristiques des voiles.

	e (cm)	L _{voile} (m)	L _i (m)
V1X, V2X	20	4,5	0,9
V1Y, V2Y	20	4,75	0,95
V3Y, V4Y	20	3,6	0,72

Nota :

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G +E+Q.

- Zone I \Rightarrow RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}
- Zone II \Rightarrow , 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}
- Zone III \Rightarrow , 9^{ème}, 10^{ème}, 11^{ème}, 12^{ème}, 13^{ème}

Armature verticale de traction :• **VOILE V1X, V2X :****Tableau V.39 :** Calcul des armatures du voile (V1X, V2X).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,18	11,4	2,05	41,04	3,6	2X7T20	43,96	15,00
	2	0,18	4,72	0,85	16,99	3,6	2X7T16	28,14	15,00
	3	0,18	2,7	0,49	9,72	3,6	2X7T12	15,82	15,00
	4	0,18	6,57	1,18	23,65	3,6	2X7T16	28,14	15,00
	5	0,18	11,5	2,07	41,40	3,6	2X7T20	43,96	15,00
ZONE II	1	0,18	2,75	0,50	9,9	3,6	2X7T12	15,82	15,00
	2	0,18	2,48	0,45	8,928	3,6	2X7T12	15,82	15,00
	3	0,18	1,16	0,21	4,176	3,6	2X7T12	15,82	15,00
	4	0,18	0,54	0,10	1,944	3,6	2X7T12	15,82	15,00
	5	0,18	0,64	0,12	2,304	3,6	2X7T12	15,82	15,00
ZONE III	1	0,18	0,68	0,12	2,448	3,6	2X6T12	13,56	18,00
	2	0,18	0,21	0,04	0,756	3,6	2X6T12	13,56	18,00
	3	0,18	/	/	/	3,6	2X6T12	13,56	18,00
	4	0,18	0,15	0,03	0,54	3,6	2X6T12	13,56	18,00
	5	0,18	0,75	0,14	2,7	3,6	2X6T12	13,56	18,00

- VOILE V1Y, V2Y :

Tableau V.40 : Calcul des armatures du voile (V1Y, V2Y).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,19	3,45	0,66	13,11	3,8	2X6T12	13,56	19,00
	2	0,19	3,1	0,59	11,78	3,8	2X6T12	13,56	19,00
	3	0,19	/	/	/	3,8	2X6T12	13,56	19,00
	4	0,19	1,9	0,36	7,22	3,8	2X6T12	13,56	19,00
	5	0,19	9,4	1,79	35,72	3,8	2X6T20	37,68	19,00
ZONE II	1	0,19	2,1	0,40	7,98	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	2	0,19	/	/	/	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	3	0,19	0,28	0,05	1,064	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	4	0,19	/	/	/	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	5	0,19	0,62	0,12	2,356	3,8	2X5T12	11,3	23,75
ZONE III	1	0,19	/	/	/	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	2	0,19	/	/	/	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	3	0,19	0,24	0,05	0,912	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	4	0,19	/	/	/	3,8	2X5T12	11,3	23,75
	5	0,19	/	/	/	3,8	2X5T12	11,3	23,75

- VOILE V3Y, V4Y :

Tableau V.41 : Calcul des armatures du voile (V3Y, V4Y).

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Le choix	$A_{Vadopté}$ (cm ²)	esp
ZONE I	1	0,144	8	1,15	23,04	2,88	2X6T20	37,68	14,40
	2	0,144	2,65	0,38	7,632	2,88	2X5T12	11,13	18,00
	3	0,144	2,14	0,31	6,163	2,88	2X5T12	11,13	18,00
	4	0,144	3,57	0,51	10,28	2,88	2X5T12	11,13	18,00
	5	0,144	6,8	0,98	19,58	2,88	2X6T20	37,68	14,40
ZONE II	1	0,144	1,75	0,25	5,04	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	2	0,144	1,74	0,251	5,01	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	3	0,144	1,81	0,261	5,21	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	4	0,144	0,6	0,086	1,73	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	5	0,144	3,33	0,480	9,59	2,88	2X5T12	11,3	18,00
ZONE III	1	0,144	0,89	0,128	2,56	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	2	0,144	0,83	0,120	2,39	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	3	0,144	0,73	0,105	2,10	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	4	0,144	/	/	/	2,88	2X5T12	11,3	18,00
	5	0,144	0,25	0,036	0,72	2,88	2X5T12	11,3	18,00

Armature de joint de bétonnage (acier de couture) :

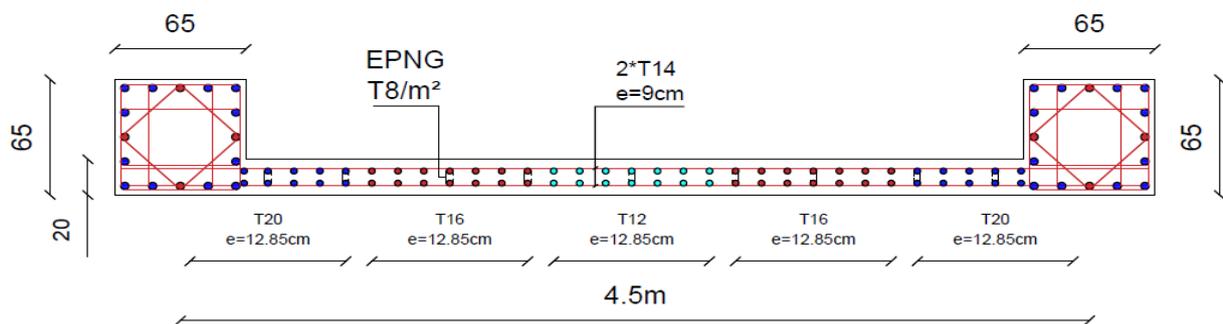
$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maile).

Tableau V.42 : Calcul des aciers de couture des voiles.

/	zone	S_{12} (Mpa)	$A_{vj}^{cal}(cm^2)$
V1X, V2X	ZONE I	1,46	8,09
	ZONE II	0,68	3,77
	ZONE III	0,29	1,61
V1Y, V2Y	ZONE I	0,81	4,74
	ZONE II	0,15	0,88
	ZONE III	0,23	1,35
V3Y, V4Y	ZONE I	0,75	3,33
	ZONE II	0,32	1,42
	ZONE III	0,13	0,58

Aciers horizontaux :**Tableau V.43 :** Calcul des aciers horizontaux des voiles.

Voile	Niveaux	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{\min} (cm ²)	A_h (cm ²)	Choix	$A_h^{\text{adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
V1X, V2X	ZONE I	2,044	3,83	29,31	2,70	29,31	2*10T14	30.8	9,00
	ZONE II	0,952	1,79	10,55	2,70	10,55	2*7T10	11.06	12,86
	ZONE III	0,406	0,76	9,04	2,70	9,04	2*7T10	11.06	12,86
V1Y, V2Y	ZONE I	1,134	2,13	25,12	2,85	25,12	2*9T14	7.11	10,56
	ZONE II	0,21	0,39	7,53	2,85	7,53	2*5T10	7.9	19,00
	ZONE III	0,322	0,60	7,53	2,85	7,53	2*5T10	7.9	19,00
V3Y, V4Y	ZONE I	1,05	1,97	25,12	2,16	25,12	2*9T14	7.11	8,00
	ZONE II	0,448	0,84	7,53	2,16	7,53	2*5T10	7.9	14,40
	ZONE III	0,182	0,34	7,53	2,16	7,53	2*5T10	7.9	14,40

VOILES V1X,V2X**Figure V.9:** Ferrailage voiles.

CHAPITRE VI

Étude de fondation

VI.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituées donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Au début on s'attendait à avoir deux types de fondation (un pour chaque bloc).

VI.2.FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.4.CLASSIFICATION DES FONDATIONS :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.5.CALCUL DES FONDATIONS :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VI.6. CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:**VII.6.1. Semelles Isolées :**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B $\Rightarrow S=A^2$

Avec : $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semell}} \leq \sigma_{sol}$$

Effort normal revenant au sous sol :

$$N_{\text{sous sol}} = 3736.91 \text{ KN}$$

$$D'où \ S \geq \frac{3736.91}{200} \Rightarrow S = 18.68 \text{ m}^2$$

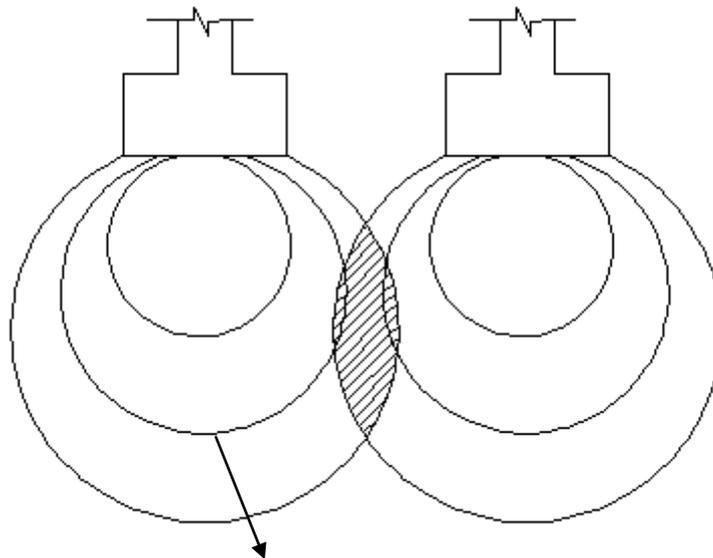
$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{18.68} = 4.32 \text{ m} \Rightarrow B = 4.5 \text{ m}$$

Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xB$

Tel que L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a : $L_{\min} = 3 \text{ m} < 1,5xB = 6.75 \text{ m} \dots\dots$ non vérifié



Risque de cisaillement du sol

Figure VI.1 : l'effet de cisaillement du sol.

Conclusion:

On remarque qu'il y a chevauchement des bulbes de pression (bulbes de Boussinesq) qui peut provoquer un cisaillement du sol, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.6.2. Semelles Filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

On peut dire que la semelle continue sous poteaux travail sous des contraintes linéaires réparties. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur totale de la semelle est compris le débord.

Lors : $B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1 : Sections des semelles filantes.

Files	N(kN)	σ_{sol}	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)
1	7215,14	200	8,95	0,95	1,00
2	12665,99	200	15,75	0,95	1,00
3	13846,96	200	15,75	1,05	1,10
4	13303,94	200	15,75	1	1,10
5	18731,49	200	12,15	1,875	1,90
6	13323,88	200	15,75	0,98125	1,00
7	13802,25	200	15,75	1,15	1,20
8	12608,87	200	15,75	0,95	1,00
9	7165,84	200	8,95	0,95	1,00

Vérification de la mécanique de sol (Vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 2xB$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a $L_{min} = 3 \text{ m} < 2xB = 3.8 \text{ m}$ non vérifie.

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture.

Donc tout cela nous oblige à opter pour un choix du radier générale.

VI.6.3. Radier Générale:

Introduction :

Un radier est une dalle pleine constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier général et l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

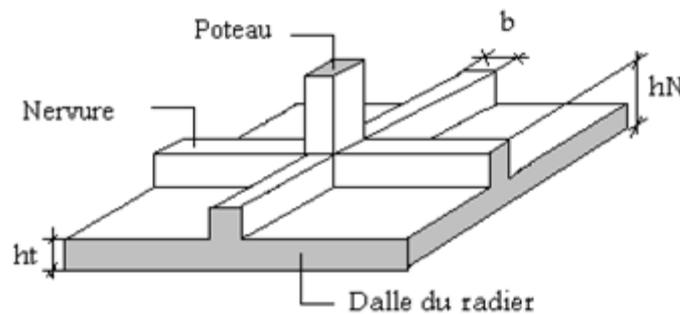


Figure VI.2: Radier.

VI.6.3.1. Pré-dimensionnement de radier :

➤ Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : la longueur maximale entre nus d'appuis :

$$h_1 \geq \frac{4.75}{20} = 0,23\text{cm} \longrightarrow \mathbf{h_1 = 40\text{ cm}}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 2MPa) = 2,5MPa$$

Avec : $T_u = \frac{q \cdot L}{2}$; $q = \frac{N_u \cdot l_{ml}}{S_{rad}}$

$$N_u = 131359.52KN ; L=4.75m ; b=1m$$

$$\tau_u = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h \geq \frac{N_u \cdot L \cdot l_{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau}_u)} = 26.25cm$$

- **Conclusionn:**

On adopter : h=45cm

➤ **Nervure:**

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{l_{max}}{10} \quad \mathbf{b=65cm}$$

- **La hauteur de nervure :**

1. Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E =20000MPa (module de young du béton)

K =40MPa (coefficient de raideur du sol pour un sol de densité moyenne)

B_s : largeur de la semelle

Donc on aura :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48b_s K L_{max}^4}{b_n E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0,91m$$

On prend : **h=100cm**

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du radier : **h=45cm**
- Les dimensions de la nervure : **h_n=100cm ; b_n=65cm**

La surface de radier :

On a E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = 123931.66 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N : sont tirés à partir du fichier du logiciel **etabs2016**.

$$\text{Pour } \begin{cases} N = 123931.66 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{On trouve } S \geq 619.65 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{BAT}} = 475.25 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nécessaire}} = 619.65 \text{ m}^2 > S_{\text{BAT}} = 475.22 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface nécessaire du radier, on ajoute un débord 1.5m.

Donc : la surface du radier est égale à 647.87 m²

Caractéristiques géométriques du radier :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 18.9 \text{ m.}$$

$$Y_G = 10.32 \text{ m.}$$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 87554.67 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 301942.32 \text{ m}^4.$$

VI.6.3.2. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

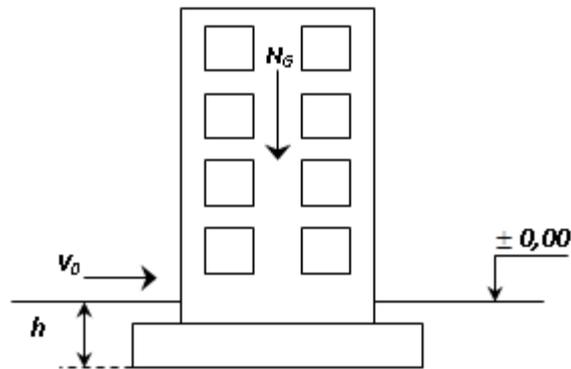


Figure VI.3: Schéma statique du bâtiment.

- **Sens x-x :**

$$M_0=60502.39 \text{ kN.m}; V_0=6808.49 \text{ kN}; h=4.59 \text{ m.}$$

$$\text{Donc: } M_R=91753.35 \text{ kN.m}$$

Avec :

$$N_G=N_{G1}+N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

A.N:

$$N_G=70657.95 \text{ kN}$$

$$M_s=N.x_G=1335435.26 \text{ kN.m}$$

$$M_s/M_r = 14.55 > 1.5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- **Sens-y-y :**

$$M_0=98562.24 \text{ kN.m}; V_0=5745.32 \text{ kN}; h=4.59 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } M_R=124933.25 \text{ kN.m}$$

$$M_s=N.y_G=729190.04 \text{ kN.m}$$

$$M_s/M_r = 5.83 > 1.5 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

VI.6.3.3.Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=0,2$ MPa.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

$$\text{À l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{123931.36}{647.87} = 191.29 \text{ KN/m}^2$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

V : fibre la plus éloigner.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}.$$

- E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 95388,23 \text{ KN}$$

M est le moment de renversement ($M_{Rx} = 91753.35 \text{ kN.m}$; $M_{Ry} = 124933.25 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 87554.67 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 301942.32 \text{ m}^2 \quad x_G = 18.9 \text{ m} , y_G = 10.32 \text{ m}$$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'E.L.U.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	167.04	127.43	157.14
Sens y-y	189.93	104.53	168.58
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{sol} = 266$

- **E.L.S :**

$$N_{\text{ser}}=70657.95\text{kN}$$

$$\sigma_{\text{sol}}=200 \text{ kN/m}^2$$

M est le moment de renversement ($M_{R_x}= 91753.35 \text{ kN.m}$; $M_{R_y}=124933.25 \text{ kNm}$)

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad I_{xx} = 87554.67\text{m}^4 \quad I_{yy} = 301942.32 \text{ m}^2 \quad x_G = 18.9 \text{ m} , y_G = 10.32\text{m}$$

Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'E.L.S.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	128.86	89.26	118.97
Sens y-y	151.76	66.36	130.41
Vérification	$\sigma_1^{\text{max}} < 1,5\sigma_{\text{sol}}=300$	$\sigma_2^{\text{min}} > 0$	$\frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} < 1,33\sigma_{\text{sol}} = 266$

➤ **Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

VI.6.3.4.Ferraillage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, donc le ferraillage de la dalle du radier se fait de la même manière que celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.6.3.4.1.Ferraillage de la dalle du radier :**a. Détermination des efforts :**

1) Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x qL_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

▪ **Panneau de rive :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x \quad (\text{appuis de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x \quad (\text{autres appuis})$$

▪ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

2) Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}.$$

b. Valeur de la pression sous radier :

• **E.L.U :** $q_u = 168.58 \text{ kn/ml}$

• **E.L.S :** $q_s = 130.41 \text{ kn/ml}$

c. Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v = 0$) :

$$L_x = 4.7\text{m.}$$

$$L_y = 4.75\text{m.}$$

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \boxed{0.98 < 1} \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux

sens. On applique le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

Calcul des moments :

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.7	4.75	0,98	0,0384	0,9545	168.58	142.99	121.55	136.48	116.01	71.5

Tableau VI.5: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4.7	4.75	0,98	0.0457	0.9694	130.41	131.65	111.9	127.62	108.47	65.82

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se calcule avec le moment maximum en travée et sur appuis.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 435 \text{ MP}$;

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 45 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$.

Tableau VI.6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	121.55	7.19	7T14	10.78	15
	y-y	116.01	6.85	7T14	10.78	15
Appui	x-x	71.5	4.18	7T12	7.91	15
	y-y					

d. Vérifications nécessaires :**- Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \boxed{3.91 \text{ cm}^2} < 7.91 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification des contraintes à l'E.L.S :**Tableau VI.7:** Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	111.9	10.78	5.77	15	281.31	250	Non vérifiée
	y-y	108.47	10.87	5.65		275.43		Non vérifiée
Appuis	x-x	65.82	7.91	3.41	15	166.52	250	Non vérifiée
	y-y							

On trouve que l'ELS est non vérifié alors on va augmenter, la section d'acier.

Tableau VI.8: Correction de la section d'acier.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	111.9	7T16	14.07	5.22	15	218.92	250	Vérifiée
	y-y	108.47	7T16	14.07	5.06		212.21		Vérifiée
Appuis	x-x	65.82	7T12	7.91	3.41		166.52		
	y-y								

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées **CHAISES**, donc on prévoit : **4 chaises de T12 / m²**.

e. Schéma ferrailage :

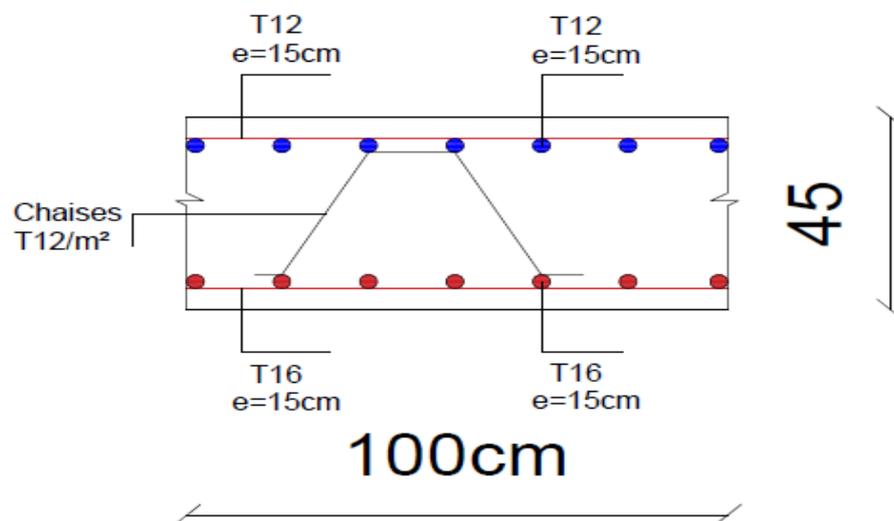


Figure VI.4: Schéma de ferrailage de la dalle du radier sens (x-x,y-y).

VI.6.3.4.2. Ferrailage des nervures :**a. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99)

$$\text{On a } M_0 = \frac{QL^2}{8}, L=4.75\text{m}, Q=168.58 \text{ kn/m}$$

- En travée : $M_t = 0,85 M_0$
- Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

b. Calcul des armatures :

$$b = 65\text{cm}; h = 100\text{cm}; d = 95\text{cm}$$

Tableau VI.9: Ferrailage des nervures.

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	404.13	10.03	4T16+4T14	14,2
Appuis	237.72	5,48	4T16+4T14	14,2

Condition p 182 mémoire de prof

c. Vérifications nécessaires :

- **Vérification des contraintes à l'E.L. S :**

Tableau VI.10: Vérification des contraintes à l'E.L.S.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$ MPa	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
	Travée	312.63	4.42	15	221.02	250	vérifiée
	Appuis	183.89	2.6		130.01		vérifiée

➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{168.58 \times 4.75}{2} = 400.38 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{400.38 \times 10^3}{650 \times 900} = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

➤ **Armatures transversales :**

• **BAEL 91 modifié 99 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

➤ **RPA99 version 2003 [2] :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_c=500\text{MPa}; \tau_u=0,68\text{MPa}; f_{t28}=2,1\text{MPa}; b=65\text{cm}; d=90\text{cm}$$

On trouve :

- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$
- $S_t=20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3,9\text{cm}^2$$

On prend : 6T10=4,74cm²

➤ **Armatures de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

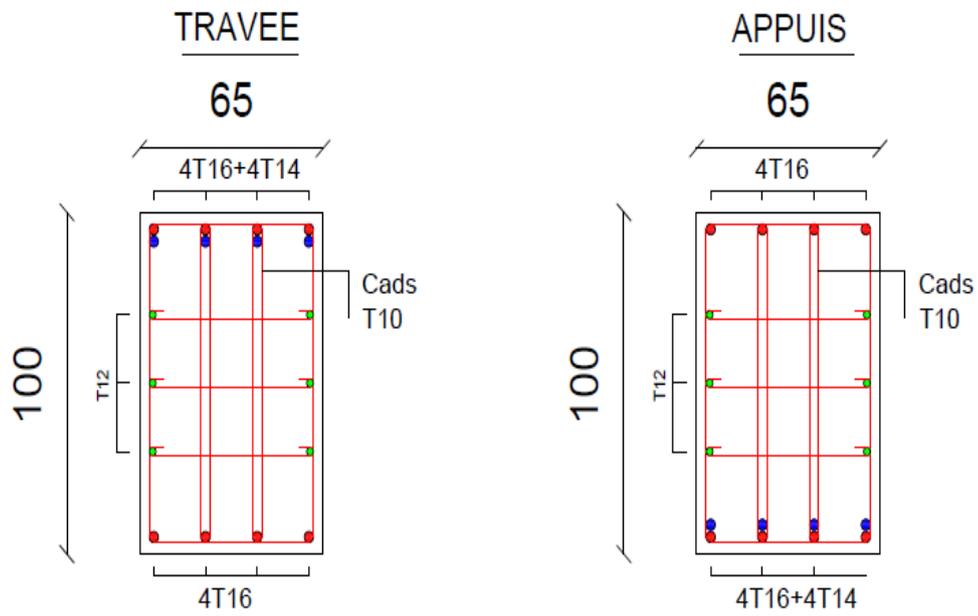
En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures.

Leur section est au moins 3 cm²/ml pour mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction (h=100 cm).

$$A_p=3\text{cm}^2/\text{m} \times 1=3 \text{ cm}^2$$

On opte : 3T12 =3,39cm²

d. Schéma de ferrailage :

**Figure VI.5:** Schéma de ferrailage des nervures.

VI.6.4. Etude du Voile périphérique :

VI.6.4.1.Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

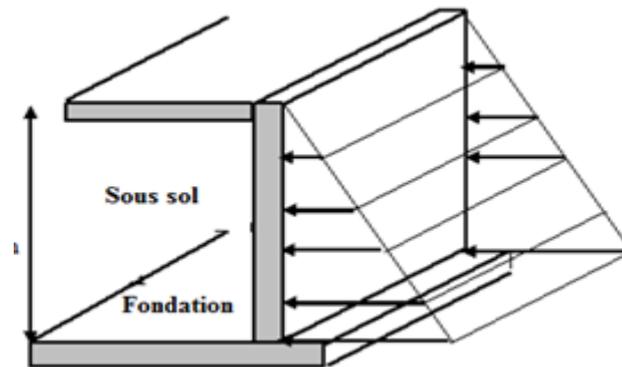


Figure VI.6: Evaluation des charges.

VI.6.4.2.Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
 - La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

VI.6.4.2. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = H - H_p = 4.59 - 0.45 = 4.14\text{m}$$

$$L_x = 4.14\text{m}; L_y = 4.75\text{m}; e = 20\text{cm}.$$

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.41$$

$$Q = A \gamma H = \boxed{33.95 \text{ KN/ml}}$$

$$Q_u = 1.35 \times 33.95 = 45.83\text{N/ml}$$

VI.6.4.3. Effort dans le voile périphérique :

Les efforts dans le voile périphérique seront calculés en plaçant une charge surfacique uniformément répartie sur toute la hauteur du voile (cas défavorable)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

La dalle travaille dans les deux sens.

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{\`a l'ELU} \\ 0,2 & \text{\`a l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire

$$\rho = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 38.17 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 27.65 \text{ kNm}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 32.44 \text{ kNm.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 23.5 \text{ kNm.}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 19.08 \text{ kNm}$$

VI.7.1 Ferrailage du voile périphérique :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=0,9h=18 \text{ cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s=435 \text{ MPa}$; $F_{bc}=14,17 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Ferrailage voile périphérique du.

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	32.44	5.25	8T12	9.04	14
	y-y	23.5	3.75	8T12	9.04	14
Appuis	x-x	19.08	3,02	8T12	9.04	14
	y-y					

Condition exigée par les RPA99/version 2003 :

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 2 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte le ferrailage calculé.

Condition de Non Fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,73 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.87 > 0,4 ; \Rightarrow \mu_x = 0,0556 \quad \mu_y = 0,8074$$

$$Q_{ser} = 33.95 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 32.35 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 26.12 \text{ kNm}$$

- Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 27.49 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 22.20 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 16.17 \text{ kN.m}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau V I.12 : Vérification des Contraintes à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	27.49	6,79	7.97	15	229.63	250	Vérifiée
	y-y	22.20	6,79	6.44	15	185.44	250	Vérifiée
Appuis	x-x	16.17	6,79	4.69	15	135.07	250	Vérifiée
	y-y							

c. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \bar{a}_{uc28}} \dots \dots \dots (A.5.2.2)[1]$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{45.83 \times 4,14 \times 4.75}{2 \times 4,14 + 4.75} = 69.16 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{45.83 \times 4.14}{3} = 63.24 \text{ kN}$$

$$T_u^{max(T_x; T_y)} = 69.16 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{69.16 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

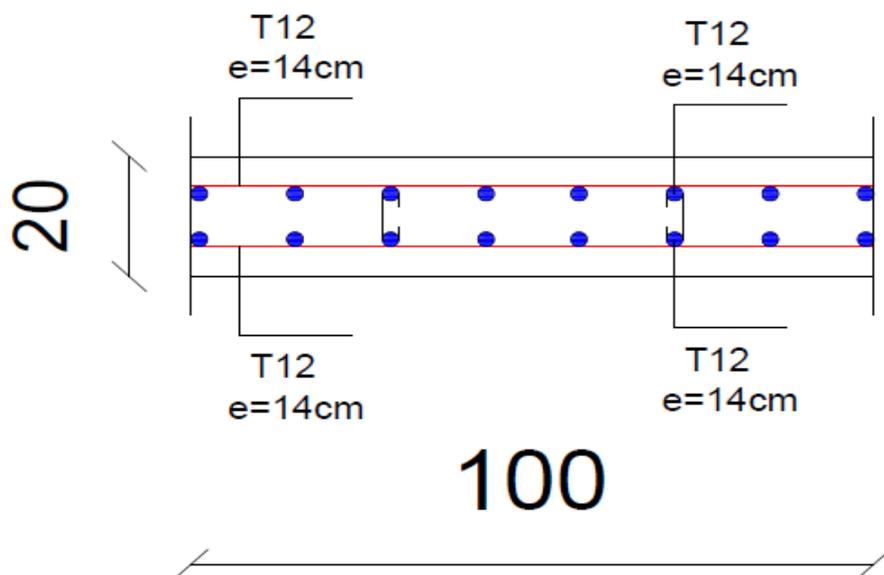


Figure VI.7: ferrailage du Voile Périphérique.

CONCLUSION GENERALE :

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que de les approfondir d'avantage concernant le domaine du bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser, un pré dimensionnement bien réfléchi facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.
- Le séisme est l'un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux, ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels utilisés (**ETABS V16**).
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important pour la justification de l'interaction « voiles-portiques ».
- Pour assurer une stabilité totale de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux, on vérifie l'effet su second ordre (Effet P-delta).
- Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charge prévenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.
- L'utilisation des logiciels et programmes de calcul (ETABS, SOCOTEC, EXCEL...) permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité réalisée sans surcoût important.

REFERENCES

[1] **BAEL 91 révisées 99** : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites, DTU P 18-702, février 2000.

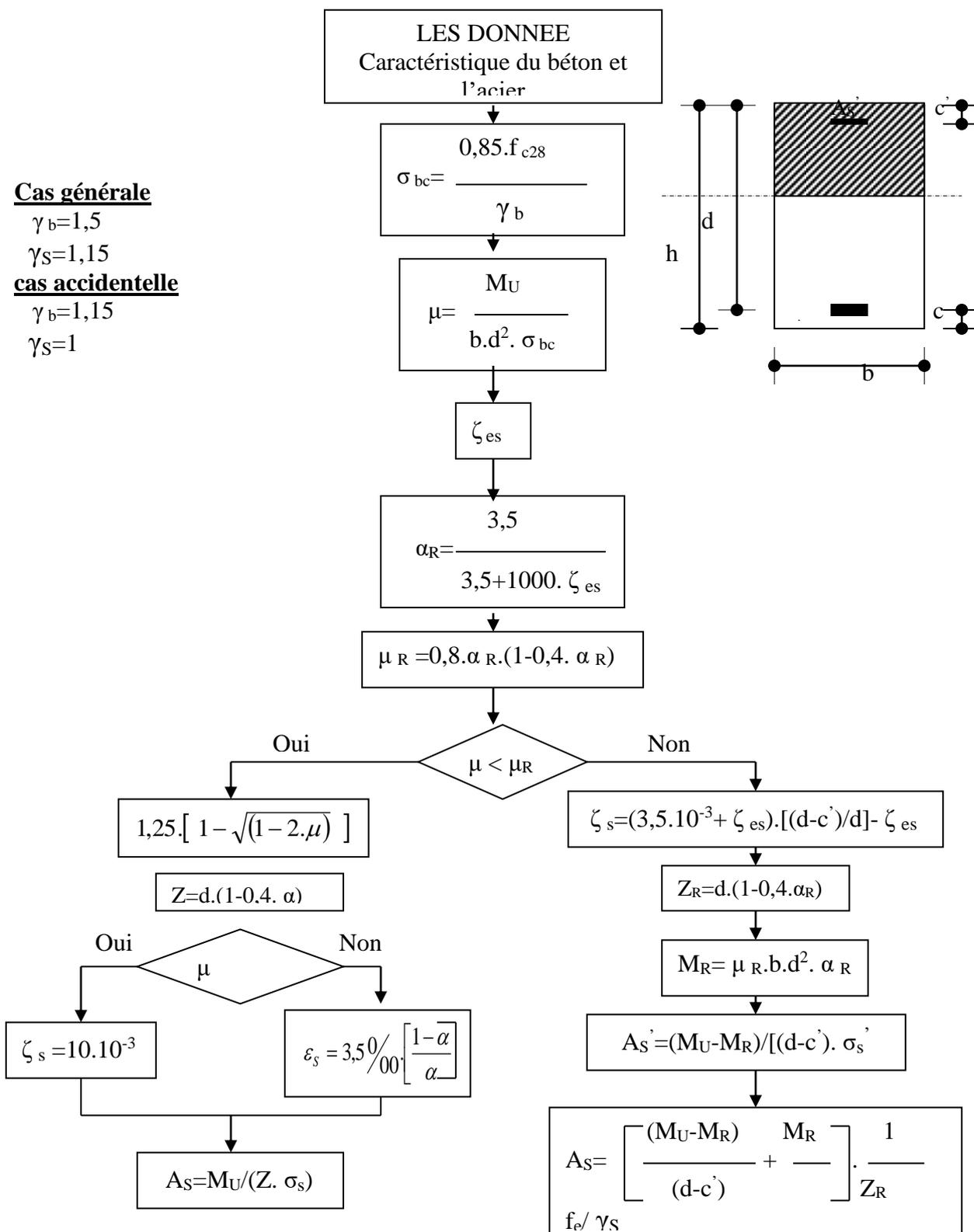
[2] **DTR CBA.93 C2-41** Règles des conception et de calcul des structures en béton armé .

[3] **RPA 99 version 2003** : Règles Parasismiques Algériens, Document technique règlementaire DTR-BC 2.48, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.

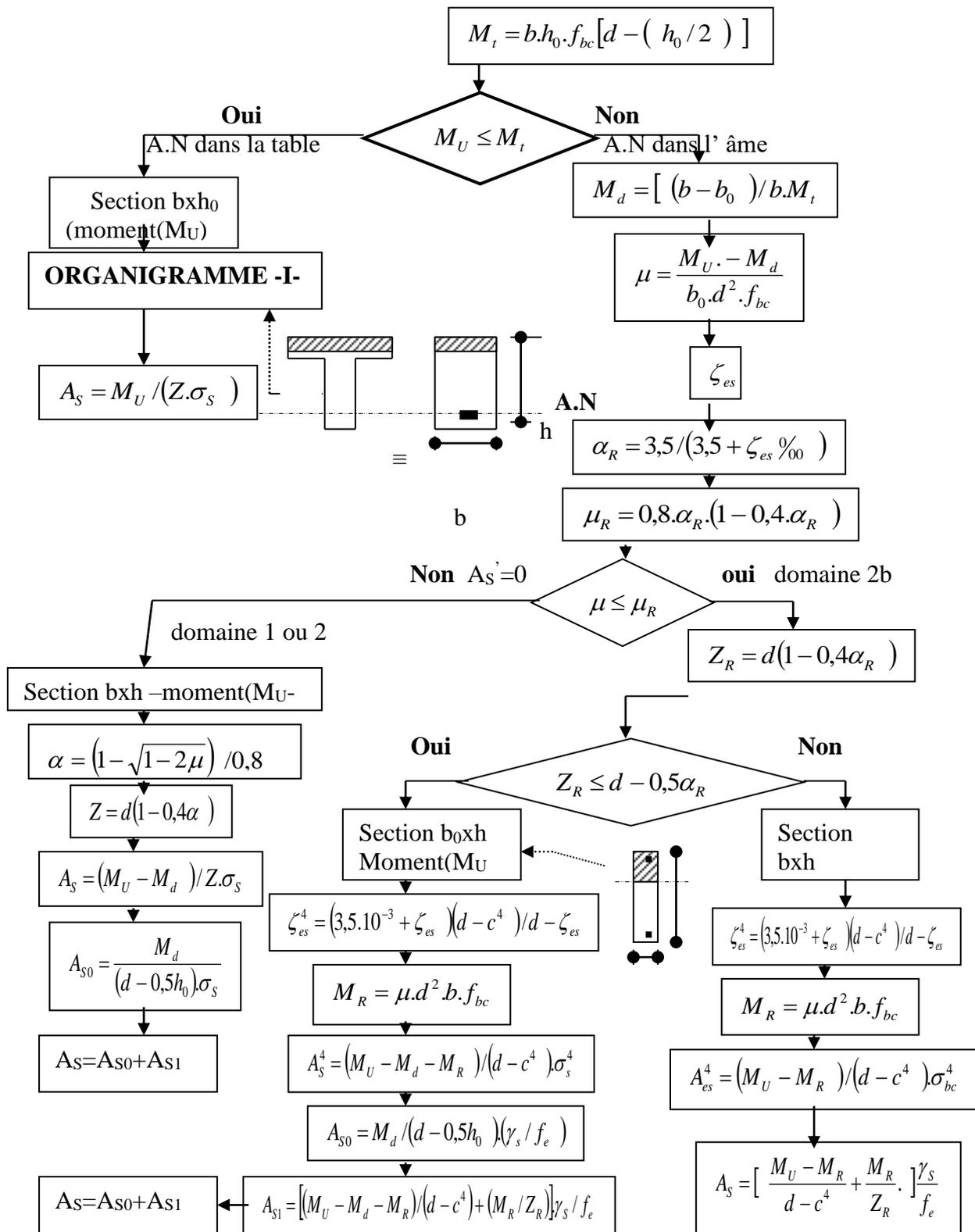
[4] Charges permanentes et Charges d'exploitation, **DTR-BC 2.2**, Ministère de l'habitat, Centre Nationale de Recherche en Génie Parasismique, Alger.

- Word 2007
- Excel 2007
- ETABS 16
- SOCOTEC
- AUTOCAD 2018

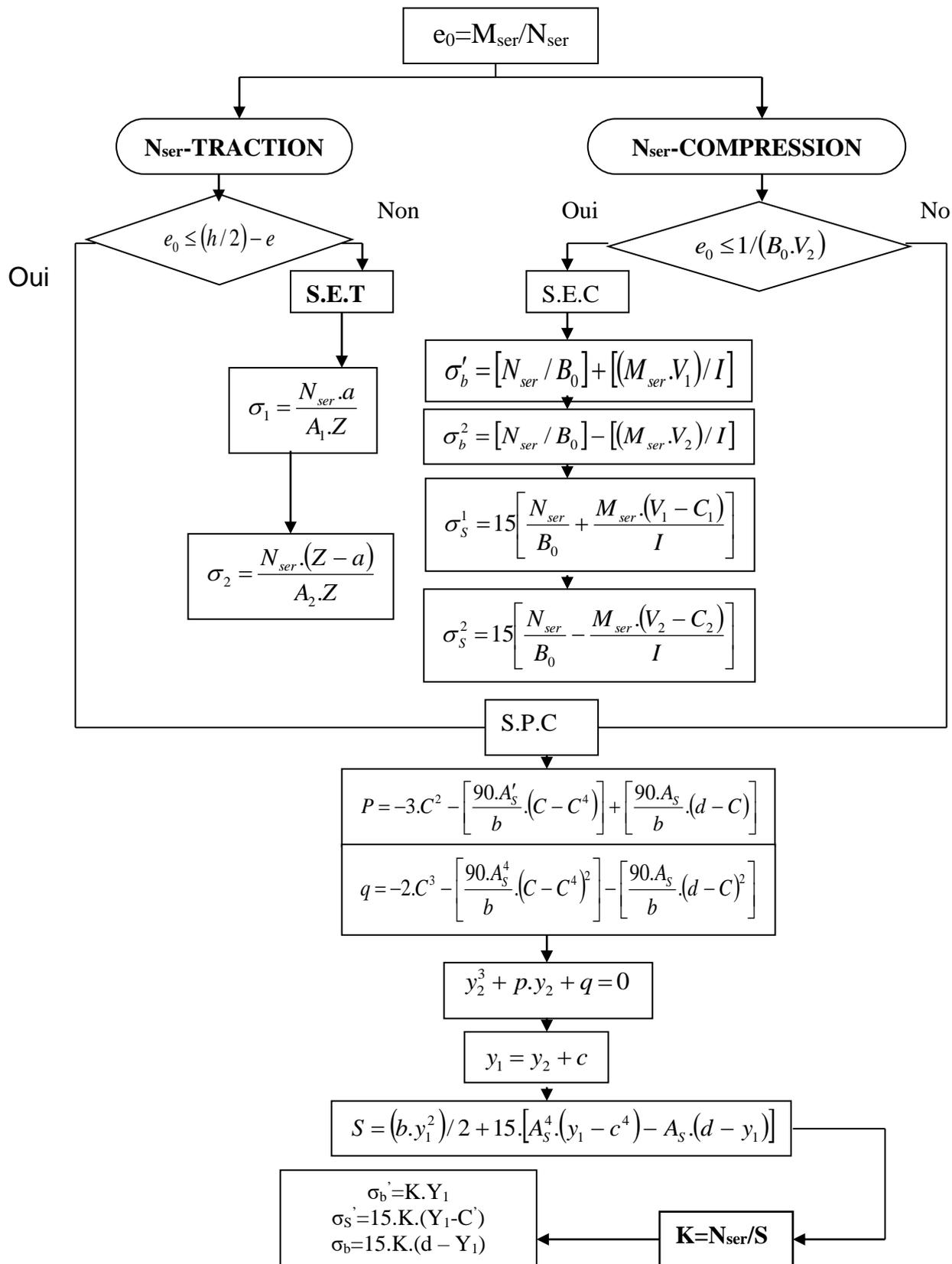
ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



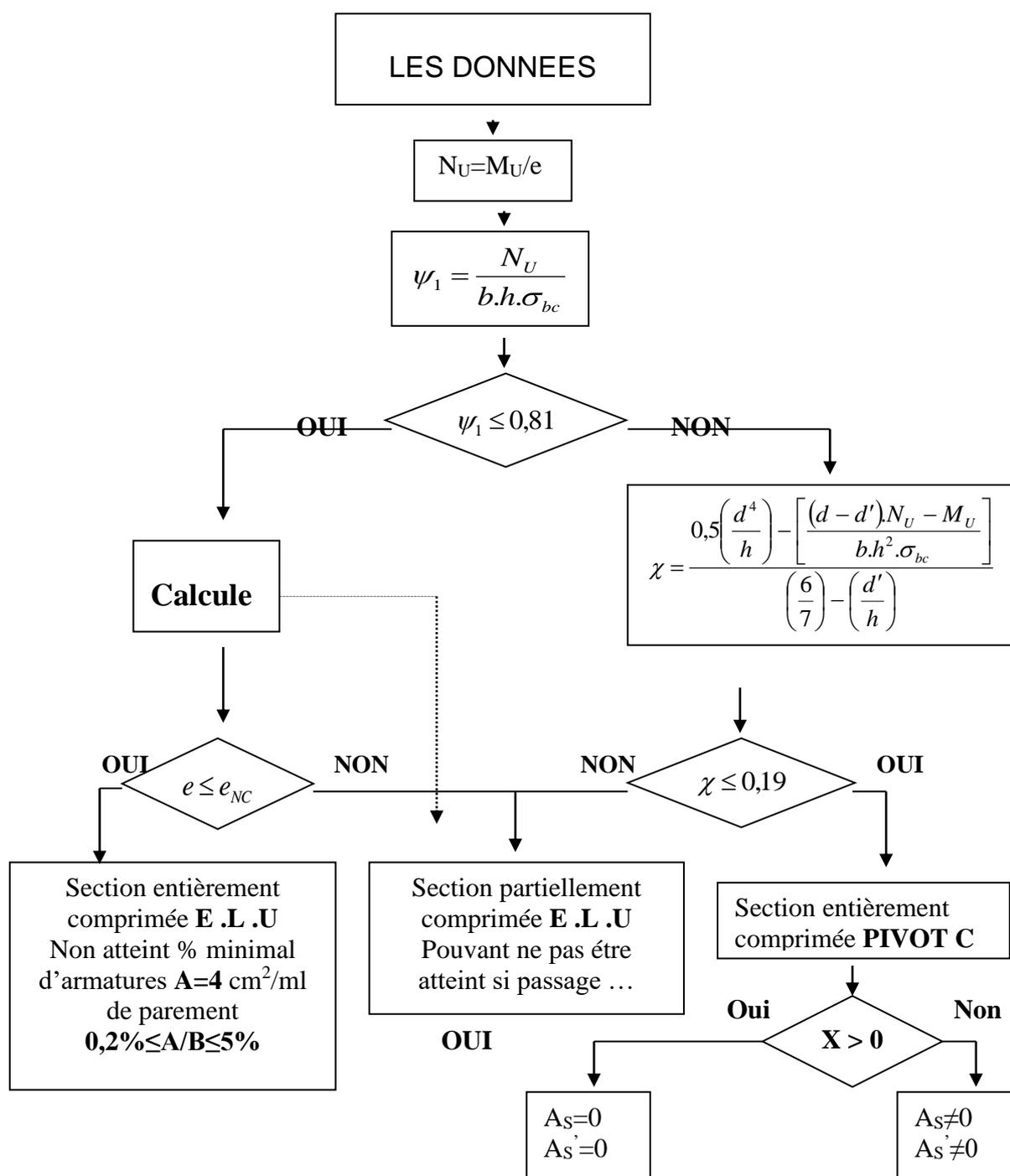
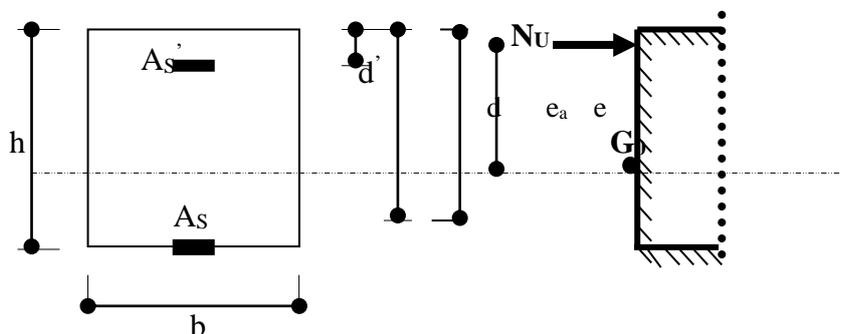
ORGANIGRAMME -II-
CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



**ORGANIGRAMME-VI-
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



ORGANIGRAMME -V-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE



**ORGANIGRAMME -VII-
CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE
A L'EFFORT TRANCHANT**

